M. PĂUNESCU
V. POP
T. SILION

GEOTEHNICĂ ȘI FUNDAȚII

MINISTERUL EDUCAȚIEI ȘI ÎNVĂȚĂMÎNTULUI

MARIN PĂUNESCU
Prof. dr. ing.

VIOREL POP
Prof. dr. ing.

TUDOR SILION
Prof. dr. ing.

GEOTEHNICĂ ȘI FUNDAȚII





EDITURA DIDACTICĂ ȘI PEDAGOGICĂ, BUCUREȘTI

PREFAȚĂ

Lucrarea tratează în mod unitar noțiuni de geologie, geotehnică și procedeele de fundare, cuprinzînd problemele prevăzute în planul de învățămînt pentru studenții facultăților de construcții, secția de construcții civile, industriale și agricole.

Complexitatea și volumul important al lucrărilor de construcții prevăzute în documentele de partid și de stat, în concordanță cu noua calitate în toate formele de activitate productivă și de pregătire a cadrelor, impun prezentarea unor cunoștințe temeinice, în pas cu realizările tehnice proprii și mondiale.

S-a încercat ca organizarea materiei pe capitole și paragrafe să fie cît mai accesibilă înțelegerii, cu toată complexitatea obiectului studiat.

În prezentarea noțiunilor de bază s-a avut tot timpul în vedere exemplificarea lor pe lucrări inginerești mai deosebite, atît din țară cît și de peste hotare, insistîndu-se asupra avantajelor tehnico-economice pe care acestea le prezintă și dîndu-se în același timp elemente de rezolvare a problemelor de fundații, în așa fel încît soluțiile să poată fi optimizate multicriterial, în vederea obținerii unor economii de materiale, energie, resurse financiare etc.

Lucrarea poate fi folosită și de către inginerii constructori din proiectare și execuție.

Autorii

CAPITOLUL 1

PROBLEME GENERALE

1.1. OBIECTUL DISCIPLINEI

Construcțiile transmit părții superficiale a scoarței terestre presiunile care se dezvoltă la bază, în urma acțiunilor ce se exercită asupra lor.

Partea construcției care asigură transmiterea acestor presiuni în condițiile prevăzute de calculul static al sistemului, în așa fel încît să nu se pună în pericol buna ei exploatare, poartă denumirea de *fundație*. Ea este o parte componentă a structurii de rezistență a construcției, realizată într-un mod deosebit ca formă constructivă, tocmai pentru a corespunde cît mai bine cerinței menționate. Zona situată la suprafața scoarței terestre în care, datorită executării construcției, au loc schimbări față de situația anterioară și în care se resimte efectul acțiunilor construcției poartă denumirea de *teren de fundare* (fig. 1.1).

Cursul de geotehnică și fundații studiază posibilitățile constructive de a transmite în modul cel mai rațional încărcările date de construcție la terenul de fundare, ținînd seama de proprietățile acestuia, de materialul din care este realizată fundația, de schema statică a structurii de rezistență a construcției și de variabilitatea acestor parametri în timp.

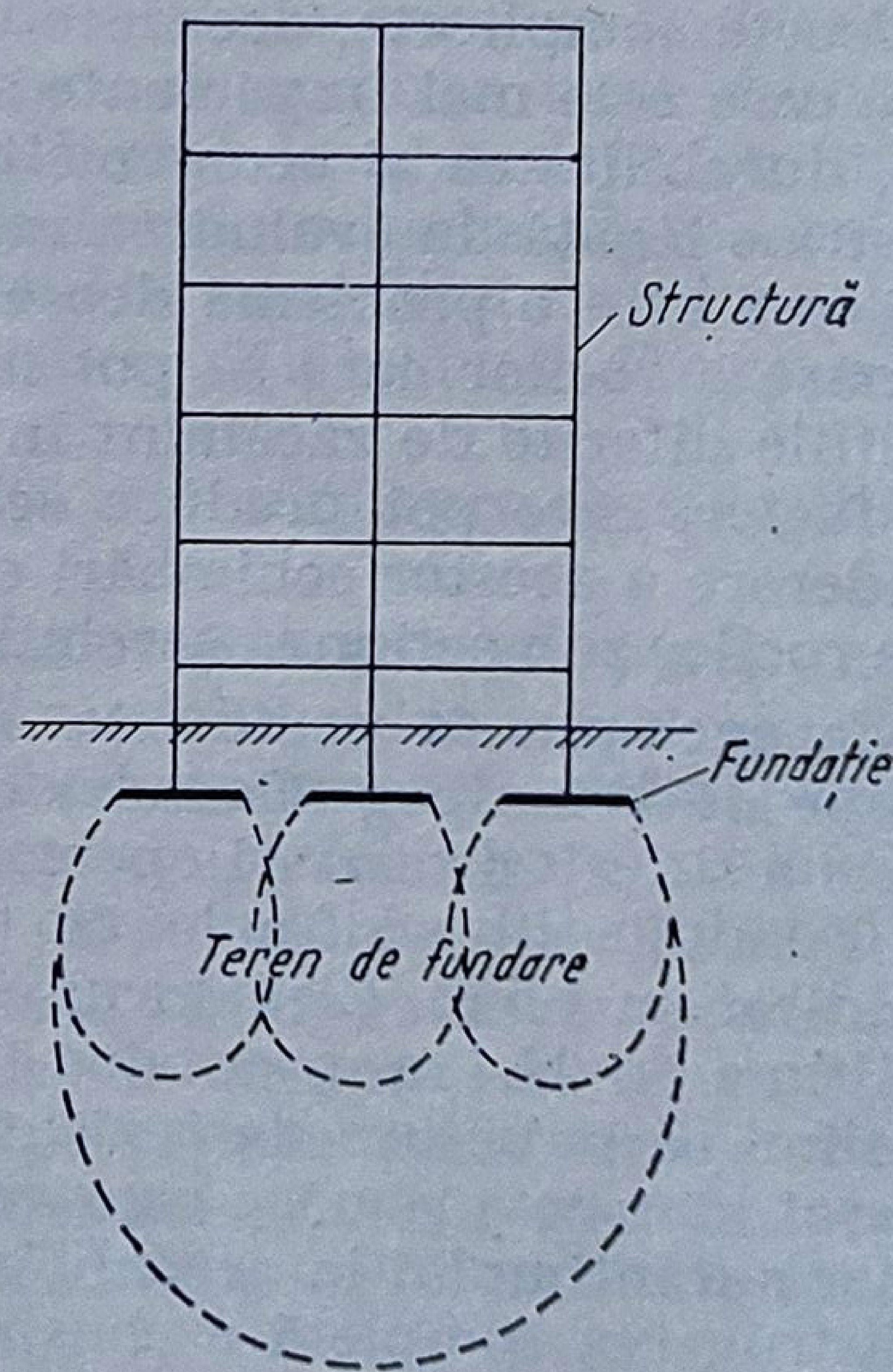


Fig. 1.1. Structură-fundație-teren de fundare.

1.2. LEGĂTURA CU ALTE DISCIPLINE

Studierea mediului pe care reazemă construcțiile face parte într-un sens mai larg din științele geologice ; geologia are ca obiect studiul evoluției și structurii globului terestru și cuprinde o serie de ramuri de studiu care s-au dezvoltat din principalele ei capitole.

Astfel se disting : geofizica, care studiază proprietățile fizice ale Terrei ; geochimia, care studiază proprietățile ei chimice ; mineralogia, care studiază mineralele din structura globului ; petrografia, care studiază rocile din care este alcătuită scoarța terestră ; geologia inginerească, care studiază scoarța terestră în legătură cu lucrările inginerești ce urmează a fi executate la suprafața și în interiorul ei ; geomorfologia, care studiază formele de relief, geneza și evoluția lor ; pedologia, care are ca obiect de studiu solul, ce reprezintă partea de la suprafața imediată a scoarței caracterizată prin fertilitate ; hidrogeologia, care studiază originea, condițiile de zăcămînt, proprietățile fizice și chimice și dinamice ale apelor subterane ; hidrologia, care studiază geneza și regimul apelor superficiale ce au un rol important în geneza rocilor sedimentare și într-o serie de fenomene care prezintă interes pentru construcții.

Alegerea celei mai raționale soluții constructive pentru o fundație nu se rezumă însă numai la cunoașterea unei serii de noțiuni din disciplinele enumerate. Din analiza acestor noțiuni, care permit să se prevadă comportarea rocilor sub sarcină, rezultă că trebuie să se apeleze în afară de disciplinele geologice și la discipline din domenii ca : matematica, fizica, mecanica și mecanica construcțiilor, chimia, chimia fizică și chimia coloidală.

1.3. IMPORTANȚA DISCIPLINEI PENTRU REZOLVAREA PROBLEMELOR INGINEREȘTI SPECIFICE CONSTRUCȚIILOR

Realizarea unei construcții presupune rezolvarea unor probleme tehnice foarte complicate, deoarece ea trebuie să satisfacă o serie de condiții, dintre care cele mai importante sînt : funcționalitatea, stabilitatea și rezistența, durabilitatea și economicitatea. Respectarea ultimelor trei condiții este strîns legată de evaluarea rezistenței și a stabilității terenului de fundare, care este o problemă deosebit de dificilă, avînd în vedere diversitatea mare a rocilor care se pot întîlni în alcătuirea terenului de fundare, condițiile diferite de zăcămînt în care se află și acțiunea în timp a diferiților factori care pot produce schimbări ale acestor condiții. Neluarea în considerare a acestor schimbări care pot să aibă loc și a viitoarei comportări a rocilor sub acțiunea sarcinilor poate duce la accidente.

Ca exemplu se poate cita cazul elevatorului din Transcon, situat aproape de Winnipeg (Canada) care, în anul 1912, la prima încărcare cu cereale a suferit o tasare importantă și o înclinare de 26°50′ față de orizontală. Fundația s-a scufundat în teren cu 8,7 m iar partea opusă a clădirii s-a ridicat cu 1,5 m. Elevatorul era constituit din 65 celule circulare avînd o înălțime de 27,4 m, greutatea totală a silozului plin fiind de 420 000 kN. Dat fiind că structura de rezistență nu a suferit deteriorări, el a putut fi redresat, dar cota nouă a construcției a trebuit coborîtă cu 4,2 m. Un caz similar s-a întîmplat în orașul Fargo din Statele Unite, care s-a soldat însă cu distrugerea completă a construcției. În Tunis, un fenomen similar s-a

petrecut cu clădirea unei mori amplasate pe un teren nisipos care se pare că s-a „lichefiat“ ca urmare a vibrațiilor, el fiind afînat și saturat cu apă. În anul 1958, la Rio de Janeiro, o clădire de zece etaje s-a deteriorat fiind compromisă datorită apariției unor tasări neamortizate și unei înclinări mari. Cauza compromiterii clădirii, care s-a dărîmat, a fost calitatea necorespunzătoare a fundațiilor. Nefiind locuită încă, nu au fost victime omenești.

S-au menționat numai unele din numeroasele accidente care s-au întîmplat și care au dus la compromiterea construcțiilor. Cauzele principale care le-au determinat au fost studierea insuficientă a condițiilor geologice și hidrogeologice din amplasament, aprecierea greșită a capacității portante a terenului de fundare și lipsa de preocupare de a se asigura condițiile necesare ca să nu apară schimbări ale caracteristicilor fizico-mecanice ale rocilor ce serveau ca teren de fundare. În acest sens un rol important revine și exploatării îngrijite a construcției realizate și întreținerii ei corespunzătoare. Chiar dacă greșelile comise nu se soldează cu compromiterea totală a construcției, remedierea deteriorărilor este legată de un consum suplimentar de materiale, forțe de muncă și mijloace financiare, precum și cu întîrzieri importante de punere în funcțiune a obiectivului.

1.4. DEZVOLTAREA TEHNICII EXECUTĂRII FUNDAȚIILOR

Problemele legate de fundarea construcțiilor au apărut din cele mai vechi timpuri, încă din antichitate, cu ocazia construirii digurilor, canalelor navigabile, porturilor, fortificațiilor, căilor de comunicație pe uscat și clădirilor cu diferite destinații. Practica a dovedit, cu ocazia realizării acestor construcții, că se obțin deformații mai reduse ale terenului de fundare și o stabilitate mai mare dacă ele cuprind în alcătuirea lor o parte distinctă care este coborîtă sub nivelul terenului natural. Execuția lucrărilor în această perioadă era foarte înceată, folosindu-se pentru realizarea construcției metode rudimentare.

Preocuparea fixării cunoștințelor acumulate privind executarea construcțiilor era reflectată în acea vreme prin întocmirea unor documente scrise care sintetizau experiența acumulată pînă la acea dată, bazată mai mult pe empirism. Un exemplu în acest sens este lucrarea „Zece cărți pentru arhitectură“ ale arhitectului Iulius Cezar Vitruvius și descrierea unor accidente în construcții de către Publius Cornelius Tacitus.

În evul mediu atenția a fost îndreptată mai mult spre construcțiile bisericești și mai puțin spre cele laice.

Renașterea, stimulînd dezvoltarea artelor și a științei, pune din nou problema realizării unor construcții după modelul celor antice și sprijină curentul umanist. Reapare necesitatea unor documente scrise pentru a lărgi experiența acumulată în acest domeniu ; astfel apare tratatul lui Andrea Palladio, intitulat „Patru cărți despre arhitectură“ (1570).

Caracteristic perioadelor menționate este faptul că documentele scrise privind proiectarea și realizarea construcțiilor au mai mult caracterul unor recomandări practice și se bazează pe sinteza unor date empirice acumulate din experiența veacurilor premergătoare. Nu apar cu această ocazie probleme cu caracter teoretic, nefiind suficient dezvoltate științele pe care se bazează astăzi cunoștințele tehnice.

În capitalism, importanța lucrărilor executate impune și abordarea teoretică a problemelor, care devine posibilă prin dezvoltarea științelor fizice și chimice din secolele precedente. Astfel apar lucrări, tratînd probleme ca împingerea pămîntului, avînd ca autori pe Bullet (1691), Belidor (1720) și Couplot (1727).

Pe baza acestor materiale, Ch. A. Coulomb, în 1773, rezolvă într-o anumită ipoteză problema împingerii pămîntului, teoria sa fiind dezvoltată ulterior de Poncelet, Rebhann, Culmann și alții. În anul 1856, W. J. M. Rankine folosește primul principiul stării limită de tensiuni într-un masiv semiinfinit, lucrarea sa fiind întregită de M. Levy (1867), J. Resal, Kötter, Massau, Frontard și rezolvată sub o formă generală de V. V. Sokolovski.

În anul 1925 a apărut la Viena cartea profesorului Karl Terzaghi „Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage“, care pune bazele geotehnicii. Îmbinarea examinării și explicării științifice a proprietăților pămînturilor cu cunoștințele teoretice dezvoltate pînă atunci a dus la apariția noii discipline.

În țara noastră, primele studii referitoare la proprietățile fizico-mecanice ale pămînturilor s-au efectuat cu ocazia cercetării condițiilor de fundare pentru Palatul administrativ C.F.R. din București (1936).

În anul 1938 s-a pus problema construirii unei rețele de 70 de silozuri pe teritoriul țării noastre, ceea ce a făcut necesară cercetarea terenului de fundare. În acest scop a fost creat, în anul 1939, Laboratorul geotehnic al Direcției silozurilor regionale din București. În anul 1950 a fost înființată Divizia geotehnică de la Institutul de proiectări de construcții (IPC). În prezent există laboratoare geotehnice județene, laboratoare centrale pe ministere, institute de cercetare și catedre cu acest profil în învățămîntul tehnic superior.

Dezvoltarea impetuoasă a economiei naționale, volumul mare al investițiilor din sectorul de construcții-montaj impun o bună gospodărire a acestora și găsirea unor soluții tehnice care să asigure înfăptuirea cu succes a obiectivelor trasate de partid și de stat.

Cu ocazia consfătuirilor de lucru de la Comitetul Central al Partidului Comunist Român din septembrie 1976, consacrate activității în domeniul proiectării și construcțiilor și, respectiv, activității în domeniul cercetării științifice și proiectării tehnologice, au fost date indicații prețioase de către tovarășul **Nicolae Ceaușescu**, secretarul general al Partidului Comunist Român. A fost arătată necesitatea folosirii judicioase a investițiilor în sectorul de construcții-montaj prin găsirea unor soluții tehnice care să facă posibilă îndeplinirea integrală a sarcinilor trasate de conducerea de partid și de stat.

Executarea marilor construcții hidrotehnice (pe Dunăre, Argeș, Olt etc.), destinate producției de energie electrică, irigațiilor, regularizărilor de cursuri de apă, construirea de mari combinate industriale (la Hunedoara, Reșița, Craiova, Călărași, Galați, Năvodari etc.), modernizarea rețelei de drumuri și căi ferate, construirea de poduri pentru șosele sau căi ferate, construcția de locuințe și altele au impus introducerea pe o scară tot mai largă a tehnicii noi și aplicarea unor metode de lucru capabile să satisfacă condițiile tehnice și de calitate cerute.

În acest sens, una din temele de studiu și cercetare care face posibilă gospodărirea judicioasă a investițiilor alocate sectorului de construcții-montaj este cea care se referă la aspectele legate de geotehnică și fundații.

În ultima perioadă, datorită măsurilor de protecție și conservare a suprafețelor arabile (atît la noi în țară cît și în străinătate), amplasamentele obiectivelor industriale, sociale etc. sînt fixate în zone care nu se găsesc în circuitul agricol ; acestea, în majoritatea lor se caracterizează printr-un teren de fundare impropriu, cu caracteristici fizico-mecanice necorespunzătoare, care, de regulă, reclamă soluții de fundare costisitoare și greu de realizat. În țara noastră astfel de amplasamente sînt cele din Cîmpia Bărăganului din Dobrogea, Banat și parțial în Transilvania.

Multitudinea soluțiilor care se impun la executarea lucrărilor de fundații în funcție de natura terenului, mărimea diferită a încărcărilor, modul de acționare a acestora etc. fac în general greoaie o tipizare a soluțiilor de fundare, contribuind prin aceasta la mărirea duratei de execuție a ciclului zero, la creșterea costului, la o productivitate redusă. Executarea lucrărilor de fundații prin metodele obișnuite devine și mai anevoioasă în cazul executării lor sub nivelul apei freatice sau cînd execuția se desfășoară pe timp de iarnă, mărind costul și timpul de execuție. De aceea, se impune căutarea unor noi procedee tehnologice, de o ridicată eficiență tehnico-economică.

În documentele celui de-al XII-lea Congres al Partidului Comunist Român și în alte documente de partid și de stat se insistă în mod deosebit asupra găsirii unor soluții de fundare mai eficiente. Pentru asigurarea îndeplinirii sarcinilor de dezvoltare economico-socială a țării, în cincinalul 1981—1985 urmează să se realizeze un volum mare de investiții, de 1 200 miliarde lei. Acesta va fi destinat, în principal, pentru terminarea lucrărilor începute înainte de anul 1981, realizarea de dezvoltări și modernizări la capacitățile existente, înfăptuirea programului construcției de locuințe și pentru dezvoltarea agriculturii.

Un program de construcții de o asemenea amploare presupune aplicarea unor soluții constructive superioare, care pot asigura acest ritm. De aceea, în lucrare se prezintă metode de calcul și procedee de fundare, însoțite de realizări din țară și de peste hotare, ceea ce, desigur, va contribui la însușirea materiei.

CAPITOLUL 2
NOȚIUNI DE GEOLOGIE

2.1. NOȚIUNI GENERALE ASUPRA GLOBULUI TERESTRU

2.1.1. STRUCTURA GLOBULUI TERESTRU

Terenul de fundare care urmează să servească ca suport pentru construcții se află în partea superficială a globului terestru.

Studiindu-se globul terestru în ansamblul său prin diferite metode s-au putut trage o serie de concluzii, pe cale indirectă, privind structura

sa internă. Pe această bază s-a imaginat un model privind modul de alcătuire al globului, denumit *model geofizic,* care consideră că globul ar fi alcătuit din mai multe sfere concentrice. Astfel primul înveliş considerat de la suprafaţa globului este *scoarţa,* în grosime de circa 33 km, urmat de *manta,* în grosime de 2 900 km, şi *nucleu,* în grosime de 3 500 km. Separarea acestor zone diferite se realizează prin nişte suprafeţe de discontinuitate, şi anume : discontinuitatea Mohorovicici la baza scoarţei şi discontinuitatea Wiechert-Gutenberg la baza mantalei.

Scoarţa diferă în ceea ce priveşte alcătuirea ei privind grosimea zonelor care o compun în funcţie de faptul dacă se găseşte în dreptul continentelor sau în dreptul oceanului. Astfel, scoarţa de tip continental are la suprafaţă o zonă denumită zona sedimentară, urmată de zona granitică, care reazemă pe zona bazaltică. Între zona granitică şi cea bazaltică există de asemenea o discontinuitate denumită discontinuitatea Conrad. Scoarţa de tip oceanic se apropie mult în privinţa constituţiei de cea bazaltică.

Partea superioară a scoarţei care la suprafaţă intră în contact cu aerul, respectiv cu apa, poartă denumirea de *scoarţă de dezagregare*.

Partea superioară a scoarţei este alcătuită dintr-un material solid avînd o compoziţie foarte variată. O analiză a acestui material a arătat că este alcătuit din diferite minerale ; mineralele sînt corpuri naturale în general solide, anorganice din punct de vedere chimic. Proprietăţile lor fizice şi chimice sînt constante în orice exemplar întîlnit în scoarţa globului. Aceste minerale se asociază în diferite proporţii dînd naştere la roci. Roca este deci o asociaţie de minerale care se găsesc între ele într-un anumit raport. Cu studiul mineralelor care intră în compoziţia rocilor scoarţei terestre se ocupă *mineralogia,* iar cu studiul rocilor care constituie scoarţa se ocupă *petrografia,* denumită şi litologie sau petrologie.

2.1.2. CLASIFICAREA ROCILOR

Numărul mare de roci întîlnite în scoarţă a impus clasificarea lor. Unul din criteriile de clasificare cel mai frecvent întîlnit este cel al modului în care au luat naştere. Din acest punct de vedere rocile se împart în : roci magmatice, roci sedimentare şi roci metamorfice.

Rocile magmatice sau eruptive provin din consolidarea magmelor. Magma are o compoziţie chimică foarte complexă, care variază în raport cu originea ei şi cu natura straturilor străbătute cu ocazia deplasării ei spre suprafaţa globului terestru. Această deplasare este consecinţa presiunii care există în magmă şi are loc spre suprafaţă, unde scoarţa prezintă locuri de rezistenţă redusă sau chiar întreruperi în continuitatea ei. Apropiindu-se de suprafaţă, magma se răceşte trecînd din starea fluidă în starea solidă. Fenomenul poartă denumirea de *consolidare magmatică*. În mişcarea ei magma poate ajunge la suprafaţă prin erupţii (roci magmatice efuzive) sau poate să se consolideze undeva în interiorul scoarţei (roci magmatice intrusive).

Rocile sedimentare, provin din sfărîmăturile unor roci preexistente, rămase pe loc sau transportate şi depuse în altă parte, sau din activitatea organismelor, din precipitaţii de natură chimică, din acumularea mecanică a resturilor de plante şi animale.

Rocile metamorfice, provin din rocile menţionate anterior, care s-au transformat la adîncimi, presiuni şi temperaturi mari, schimbîndu-şi alcă-

tuirea chimică, mineralogică, structura și textura. Pentru a le diferenția ele se prevăd cu prefixul de *orto*, dacă provin din roci magmatice, sau *para*, dacă provin din roci sedimentare.

Pentru lucrările de construcții, la care rocile servesc ca suport, acest criteriu nu a putut da satisfacții, deoarece interesează în primul rînd modul în care se comportă atunci cînd sînt supuse unor acțiuni provenite din partea construcțiilor. Din acest motiv s-a adoptat o clasificare pe criterii geologico-tehnice pornindu-se de la proprietățile fizice și mecanice ale rocilor, de la comportarea lor la acțiunea apei, de la proprietățile lor tehnice, ca : duritate, rezistență la rupere, deformabilitate etc.

Acest criteriu de clasificare împarte rocile în trei grupe : grupa rocilor tari sau stîncoase ; grupa rocilor moi (mobile) nelegate sau necoezive și grupa rocilor moi (mobile) legate sau coezive.

Grupa rocilor tari cuprinde roci magmatice, metamorfice și sedimentare cimentate. Între elementele care alcătuiesc aceste roci există legături rigide de cristalizare sau cimentare, fie realizată de o peliculă de substanță de 1 Å grosime între cristale, fie sub forma unei mase care umple în întregime sau parțial spațiul dintre aceste elemente componente ale rocii. În primul caz este vorba de roci cristaline, iar în al doilea caz de roci granulare cimentate. În ambele cazuri aceste forțe de legătură ating valori mari, dînd acestor roci o rezistență mare la solicitări exterioare. Legile de deformare a rocilor din această grupă se apropie de legile de deformare a corpurilor solide deformabile.

Grupa rocilor mobile nelegate (necoezive) cuprinde roci alcătuite din granule care se află într-o atingere reciprocă ce se poate considera punctuală pe suprafețele lor de contact, poziția lor în spațiu datorîndu-se forțelor de reacțiune din aceste puncte de contact. Deformațiile lor la compresiune depind de deplasarea și aranjamentul reciproc dintre granulele componente.

Grupa rocilor mobile legate (coezive sau mai corect slab coezive în comparație cu cele tari) au granulele legate printr-o coeziune de natură hidrocoloidală, combinată eventual cu slabe legături de cimentare. Caracteristice pentru aceste roci sînt deformațiile provocate de tensiunile tangențiale și din comprimarea plastică care are loc în timp. Aceste roci, în funcție de compoziția mineralogică și de cantitatea de apă pe care o conțin în pori se pot prezenta sub stare solidă (tare), plastică și curgătoare.

Rocile moi sînt cunoscute sub denumirea de *pămînturi*. Ele sînt definite ca o acumulare de particule solide minerale produse prin dezagregarea fizică și alterarea chimică a rocilor preexistente, care pot conține sau nu materii organice. Aceste roci sînt obiectul de studiu al geotehnicii.

Geotehnica este o parte componentă a disciplinei de geomecanică, care, în afara studiului pămînturilor, se ocupă și de studiul rocilor tari și al rocilor organominerale.

2.2. NOȚIUNI DE GEOLOGIE DINAMICĂ

Scoarța terestră în timp suferă diferite modificări în zonele ei superioare, care sînt rezultatul unor fenomene geologice ce acționează asupra ei. Cu aceste fenomene se ocupă o parte a geologiei denumită *geologie di-*

sa internă. Pe această bază s-a imaginat un model privind modul de alcătuire al globului, denumit *model geofizic*, care consideră că globul ar fi alcătuit din mai multe sfere concentrice. Astfel primul înveliș considerat de la suprafața globului este *scoarța*, în grosime de circa 33 km, urmat de *manta*, în grosime de 2 900 km, și *nucleu*, în grosime de 3 500 km. Separarea acestor zone diferite se realizează prin niște suprafețe de discontinuitate, și anume : discontinuitatea Mohorovicici la baza scoarței și discontinuitatea Wiechert-Gutenberg la baza mantalei.

Scoarța diferă în ceea ce privește alcătuirea ei privind grosimea zonelor care o compun în funcție de faptul dacă se găsește în dreptul continentelor sau în dreptul oceanului. Astfel, scoarța de tip continental are la suprafață o zonă denumită zona sedimentară, urmată de zona granitică, care reazemă pe zona bazaltică. Între zona granitică și cea bazaltică există de asemenea o discontinuitate denumită discontinuitatea Conrad. Scoarța de tip oceanic se apropie mult în privința constituției de cea bazaltică.

Partea superioară a scoarței care la suprafață intră în contact cu aerul, respectiv cu apa, poartă denumirea de *scoarță de dezagregare*.

Partea superioară a scoarței este alcătuită dintr-un material solid avînd o compoziție foarte variată. O analiză a acestui material a arătat că este alcătuit din diferite minerale ; mineralele sînt corpuri naturale în general solide, anorganice din punct de vedere chimic. Proprietățile lor fizice și chimice sînt constante în orice exemplar întîlnit în scoarța globului. Aceste minerale se asociază în diferite proporții dînd naștere la roci. Roca este deci o asociație de minerale care se găsesc între ele într-un anumit raport. Cu studiul mineralelor care intră în compoziția rocilor scoarței terestre se ocupă *mineralogia*, iar cu studiul rocilor care constituie scoarța se ocupă *petrografia*, denumită și litologie sau petrologie.

2.1.2. CLASIFICAREA ROCILOR

Numărul mare de roci întîlnite în scoarță a impus clasificarea lor. Unul din criteriile de clasificare cel mai frecvent întîlnit este cel al modului în care au luat naștere. Din acest punct de vedere rocile se împart în : roci magmatice, roci sedimentare și roci metamorfice.

Rocile magmatice sau eruptive provin din consolidarea magmelor. Magma are o compoziție chimică foarte complexă, care variază în raport cu originea ei și cu natura straturilor străbătute cu ocazia deplasării ei spre suprafața globului terestru. Această deplasare este consecința presiunii care există în magmă și are loc spre suprafață, unde scoarța prezintă locuri de rezistență redusă sau chiar întreruperi în continuitatea ei. Apropiindu-se de suprafață, magma se răcește trecînd din starea fluidă în starea solidă. Fenomenul poartă denumirea de *consolidare magmatică*. În mișcarea ei magma poate ajunge la suprafață prin erupții (roci magmatice efuzive) sau poate să se consolideze undeva în interiorul scoarței (roci magmatice intrusive).

Rocile sedimentare, provin din sfărîmăturile unor roci preexistente, rămase pe loc sau transportate și depuse în altă parte, sau din activitatea organismelor, din precipitații de natură chimică, din acumularea mecanică a resturilor de plante și animale.

Rocile metamorfice, provin din rocile menționate anterior, care s-au transformat la adîncimi, presiuni și temperaturi mari, schimbîndu-și alcă-

tuirea chimică, mineralogică, structura și textura. Pentru a le diferenția ele se prevăd cu prefixul de *orto*, dacă provin din roci magmatice, sau *para*, dacă provin din roci sedimentare.

Pentru lucrările de construcții, la care rocile servesc ca suport, acest criteriu nu a putut da satisfacții, deoarece interesează în primul rînd modul în care se comportă atunci cînd sînt supuse unor acțiuni provenite din partea construcțiilor. Din acest motiv s-a adoptat o clasificare pe criterii geologico-tehnice pornindu-se de la proprietățile fizice și mecanice ale rocilor, de la comportarea lor la acțiunea apei, de la proprietățile lor tehnice, ca : duritate, rezistență la rupere, deformabilitate etc.

Acest criteriu de clasificare împarte rocile în trei grupe : grupa rocilor tari sau stîncoase ; grupa rocilor moi (mobile) nelegate sau necoezive și grupa rocilor moi (mobile) legate sau coezive.

Grupa rocilor tari cuprinde roci magmatice, metamorfice și sedimentare cimentate. Între elementele care alcătuiesc aceste roci există legături rigide de cristalizare sau cimentare, fie realizată de o peliculă de substanță de 1 Å grosime între cristale, fie sub forma unei mase care umple în întregime sau parțial spațiul dintre aceste elemente componente ale rocii. În primul caz este vorba de roci cristaline, iar în al doilea caz de roci granulare cimentate. În ambele cazuri aceste forțe de legătură ating valori mari, dînd acestor roci o rezistență mare la solicitări exterioare. Legile de deformare a rocilor din această grupă se apropie de legile de deformare a corpurilor solide deformabile.

Grupa rocilor mobile nelegate (necoezive) cuprinde roci alcătuite din granule care se află într-o atingere reciprocă ce se poate considera punctuală pe suprafețele lor de contact, poziția lor în spațiu datorîndu-se forțelor de reacțiune din aceste puncte de contact. Deformațiile lor la compresiune depind de deplasarea și aranjamentul reciproc dintre granulele componente.

Grupa rocilor mobile legate (coezive sau mai corect slab coezive în comparație cu cele tari) au granulele legate printr-o coeziune de natură hidrocoloidală, combinată eventual cu slabe legături de cimentare. Caracteristice pentru aceste roci sînt deformațiile provocate de tensiunile tangențiale și din comprimarea plastică care are loc în timp. Aceste roci, în funcție de compoziția mineralogică și de cantitatea de apă pe care o conțin în pori se pot prezenta sub stare solidă (tare), plastică și curgătoare.

Rocile moi sînt cunoscute sub denumirea de *pămînturi*. Ele sînt definite ca o acumulare de particule solide minerale produse prin dezagregarea fizică și alterarea chimică a rocilor preexistente, care pot conține sau nu materii organice. Aceste roci sînt obiectul de studiu al geotehnicii.

Geotehnica este o parte componentă a disciplinei de geomecanică, care, în afara studiului pămînturilor, se ocupă și de studiul rocilor tari și al rocilor organominerale.

2.2. NOȚIUNI DE GEOLOGIE DINAMICĂ

Scoarța terestră în timp suferă diferite modificări în zonele ei superioare, care sînt rezultatul unor fenomene geologice ce acționează asupra ei. Cu aceste fenomene se ocupă o parte a geologiei denumită *geologie di-*

namică. Capitolul din geologia dinamică care studiază învelişul solid al Pămîntului poartă denumirea de *geodinamică*.

Acţiunea atmosferei şi a hidrosferei asupra scoarţei provocată de căldura emisă de Soare constituie geodinamica externă, iar mişcările scoarţei şi raporturile ei cu interiorul globului, geodinamica internă. Forţele care dau naştere acţiunii exterioare poartă denumirea de *forţe exogene*, iar cele care provoacă acţiunile interioare, *forţe endogene*, procesele fizico-geologice corespunzătoare fiind denumite *procese exogene* şi *procese endogene*. Acţiunile respective sînt provocate de agenţi exogeni şi agenţi endogeni.

Cunoaşterea fenomenelor din geologia dinamică este necesară deoarece natura, condiţiile de zăcămînt şi proprietăţile constructive ale rocilor sînt determinate de caracterul materialelor din care sînt alcătuite rocile, de condiţiile şi mediul în care s-au format şi de alte fenomene ulterioare de îndesare, eroziune, cimentare etc.

2.2.1. PROCESELE ENDOGENE

Procesele endogene cuprind următoarele fenomene geologice : fenomenele magmatice ; mişcările seismice ; mişcările oscilatorii şi orogenice ; procesele de metamorfism.

Fenomenele magmatice sînt provocate de mişcarea ascensională a magmei spre suprafaţa scoarţei terestre, care, dacă iese la suprafaţă, dă naştere fenomenului geologic denumit *vulcanism*.

Mişcările seismice sau cutremurele de pămînt sînt zguduiri bruşte şi puternice ale scoarţei terestre, ele fiind denumite şi seisme sau mişcări seismice şi sînt obiectul de studiu al seismologiei. Studiul lor permite a se obţine indicaţii mai precise asupra alcătuirii pămîntului şi de a se adopta soluţii constructive care să reducă la minimum efectul lor asupra construcţiilor.

Mişcările oscilatorii (epirogenice) sînt mişcări ale scoarţei foarte încete (seculare) din punct de vedere geologic. Ele constau în ridicări şi coborîri verticale a unor porţiuni importante ale scoarţei terestre, în unul şi acelaşi loc, sensul acestor mişcări putîndu-se însă schimba în timp. Dat fiind că aceste mişcări pot avea loc în ambele sensuri pe verticală, poate avea loc şi o eliberare de apă a unor porţiuni submersate, rezultînd o creştere a suprafeţei uscatului. Fenomenele acestea sînt cunoscute sub denumirea de *transgresiuni* şi *regresiuni marine*.

Mişcările orogenice (tectonice) sînt mişcări puternice ale scoarţei terestre care se produc la intervale relativ scurte de timp (din punct de vedere geologic) şi care produc deformaţii importante ale scoarţei, ducînd la formarea lanţurilor muntoase. Rezultatul acestor mişcări este apariţia diferitelor structuri tectonice ale scoarţei, ca, de exemplu : cute la suprafaţa scoarţei, care formează lanţuri muntoase ; rupturi în scoarţă prin depăşirea rezistenţei rocilor din care este alcătuită, denumite *dislocaţii*. Aceste dislocaţii pot fi însoţite şi de importante denivelări între cele două feţe ale rupturii. Mişcările orogenice sînt provocate de contracţii pe care le suferă globul terestru.

Procesele de metamorfism se referă la transformarea rocilor preexistente sedimentare sau magmatice în urma schimbării condiţiilor de presiune, de temperatură şi de chimism în scoarţa globului, provocate fie

de mişcările tectonice, fie de ascensiunea unei topituri magmatice. Transformările constau în general într-o recristalizare parţială sau completă a rocilor, în schimbarea compoziţiei mineralogice şi adeseori şi a compoziţiei chimice.

2.2.2. PROCESELE EXOGENE

Procesele exogene se desfăşoară la suprafaţa globului terestru în partea superioară a scoarţei sale. Ele apar în urma acţiunii termice solare şi a celei gravitaţionale. Ele cuprind denudaţia şi procesele biogene.

Prin *denudaţie* se înţelege totalitatea proceselor de distrugere a rocilor de la suprafaţă şi eventual şi transportul produselor rezultate în sectoare cu nivel mai coborît unde acestea se acumulează.

Din procesele de denudaţie fac parte : alteraţia rocilor ; acţiunea vîntului ; acţiunea geologică a apelor curgătoare, a lacurilor şi a mărilor ; acţiunea geologică a gheţarilor.

Prin alteraţie se înţelege ansamblul proceselor de distrugere fizică, chimică şi biologică a mineralelor şi rocilor care duce la modificări ale acestora.

Agenţii care produc alterarea sînt : aerul atmosferic, apa, plantele şi animalele. Aceşti agenţi contribuie cel mai mult la distrugerea scoarţei în partea ei superioară, denumită *zona de alterare a scoarţei*. Procesele de alterare au loc sub influenţa variaţiilor de temperatură (insolaţie, îngheţ, dezgheţ) şi a acţiunii chimice a apei, a gazelor ce se află în atmosferă sau sînt dizolvate în apă şi în sfîrşit a plantelor şi animalelor. După caracterul acţiunii alteraţiei asupra rocilor se distinge o alteraţie fizică sau mecanică (prin mărunţire), o alteraţie chimică şi o alteraţie organică.

În urma proceselor de alterare se ajunge la formarea unui material care, ulterior, va da naştere unor noi roci, cu anumite trăsături specifice (roci sedimentare). Viteza de alterare variază funcţie de natura rocii şi de intensitatea acţiunii agenţilor respectivi şi sînt situaţii în care ea are loc chiar în timpul executării unei construcţii.

Deplasarea produselor rezultate din alteraţie se face de către alţi agenţi externi sau de aceiaşi agenţi, sub acţiunea gravitaţiei (vînturi, apele curgătoare, lacurile, mările şi gheţarii).

Acţiunea fizico-geologică a vîntului se datoreşte existenţei atmosferei care înconjură globul terestru şi este într-o continuă mişcare din cauza deselor schimbări fizice şi chimice ce au loc în cuprinsul ei. Un rol important îi revine din acest punct de vedere vîntului. Din examinarea modului de acţiune a vîntului rezultă că el are drept rezultat două fenomene : *deflaţiunea* şi *coraziunea*.

Deflaţiunea constă în dezgolirea suprafeţei scoarţei de materialul mărunt nefixat şi în roaderea celui ce nu poate fi antrenat în locurile unde există discontinuităţi şi denivelări. Ea se desfăşoară în condiţiile unei umidităţi foarte reduse.

Coraziunea este acţiunea propriu-zisă de roadere a vîntului, realizată prin intermediul materialului transportat de către acesta. Aceste procese legate de acţiunea vîntului sînt denumite *procese eoliene* şi pot da naştere unor roci, denumite *roci eoliene*.

Acţiunea fizico-geologică a apelor de suprafaţă, constă în spălarea rocilor supuse procesului de alteraţie. Acest proces poartă denumirea de *proces de eroziune*.

Adîncirea produsă în formele de relief prin procesul de eroziune este limitată de nivelul la care apa pierde puterea ei de erodare — *nivel de bază* al eroziunii.

Acțiunea fizico-geologică a apelor de suprafață, funcție de importanța și caracteristicile lor, se împarte în : acțiunea apelor meteorice (ape de șiroire) ; acțiunea apelor curgătoare(torenți, pîraie, rîuri, fluvii) ; acțiunea ghețarilor ; acțiunea lacurilor și apelor marine.

Apele de șiroire provin din apa de ploaie, care, neinfiltrîndu-se, formează mici șiroaie, fără un curs bine definit, pe linia de cea mai mare pantă, creîndu-și de fiecare dată drumuri noi. Ele au o acțiune chimică, prin solubilizare directă sau datorită conținutului lor de CO_2, și mecanică, prin loviturile picăturilor de ploaie și eroziune. Intensitatea acțiunii apelor de șiroire depinde de natura rocii cu care vine în contact, de cantitatea precipitațiilor atmosferice căzute, de gradul de permeabilitate a rocii și de mărimea pantei pe care are loc scurgerea. Acțiunea de îndepărtare prin spălare și transport a produselor alterației de la suprafața scoarței de către apele de șiroire se numește *ablațiune*. Acest proces are o pondere foarte mare în alimentarea cu material solid a cursurilor de apă. Materialul transportat și depus la piciorul pantei poartă denumirea de *coluviu*.

Torenții sînt cursuri de apă temporare cu debit neregulat și care se formează pe pantele mari. Ei se alimentează din ploile torențiale și din topirea rapidă a zăpezilor și a ghețurilor, dînd naștere la infiltrații minime. Erodarea rocii pe care o parcurge torentul are loc atît la bază, în albie, cît și lateral, pe versanți. Caracteristic este violența cu care se scurge debitul într-un timp scurt. Depozitele de materiale depuse la baza torentului poartă denumirea de *depozite proluviale*.

Apele curgătoare sînt cursuri de apă permanente relativ stabile ce se deplasează pe suprafața scoarței spre un rezervor situat la o cotă mai joasă și au un traseu bine definit. Cantitatea de apă pe care o transportă variază funcție de sursa din care se alimentează cu apă și de sezon. Pe lîngă apă, un curs transportă și material solid, denumit *aluviuni*, transportate prin rostogolire și tîrîre, în suspensie sau sub formă de soluție.

Acțiunea apelor curgătoare asupra scoarței se manifestă prin : eroziune (mărunțirea mecanică a fundului și a malurilor rîului), ablațiune (spălarea și transportarea produselor rezultate) și sedimentarea (depunerea) materialului transportat, care provine din rocile din care este constituită scoarța. Datorită acțiunii de eroziune cursul de apă respectiv se adîncește, părăsind vechea albie și dînd naștere la terase. Materialul transportat de rîu — aluviunile — sînt depuse în *depozite aluviale*. Depunerile se produc în momentul în care capacitatea de transport a cursului de apă nu mai este suficientă pentru deplasarea aluviunilor. Depunerile au loc în ordinea de mărime a greutății materialelor transportate.

— Acțiunea fizico-geologică a ghețarilor se reflectă în erodarea văii pe care se deplasează. Ghețarii sînt îngrămădiți de gheață în mișcare. Ei se formează datorită acumulării zăpezilor an de an în regiunile zăpezilor permanente. Zăpezile provin din ninsori, din lavine (zăpadă umedă) și avalanșe (zăpadă uscată), care alunecă, se prăbușesc sau se rostogolesc pe pantele munților. În zonele în care se acumulează, zăpada se îngrămădește și se tasează sub greutate proprie, temperatură și presiune, ducînd la creșterea umidității și prin urmare la creșterea greutății ei specifice. Apa din ea îngheață și devine și mai compactă. După formare, ghețarul, datorită plasticității gheții, se deplasează spre vale pe pantă sub influența greutății sale.

Erodarea văii se datorește frecării gheții și a sfărîmăturilor de rocă pe care le cuprinde, de fundul albiei ghețarului. Materialul solid este alcătuit din *blocuri eratice* (cînd au dimensiuni mari) și *morene*. Sfărîmarea poate duce și la alterarea chimică a acestui material fragmentat, rezultînd un produs foarte neuniform. Depozitele de acest gen poartă denumirea de *depozite criogene*.

Și în țara noastră se întîlnesc urme ale acestor procese constînd din materialul solid care a rămas după dispariția ghețarilor ce au existat în timpul glaciațiunilor.

— Acțiunea fizico-geologică a lacurilor și a mărilor diferă. Astfel, acțiunea fizico-geologică a lacurilor este slabă. Acțiunea de eroziune a mării, denumită *abraziune*, este provocată de valuri, maree și curenții marini. Valurile produse de acțiunea vînturilor asupra suprafeței apei lovesc foarte puternic țărmurile, folosind în acțiunea lor și materialul pe care l-au dislocat anterior. Distrugerea malului începe prin erodarea bazei sale, urmată de prăbușirea materialului rămas în consolă. Se formează o platformă litorală puțin înclinată spre mare, pe care se depun produsele rezultate din distrugerea rocilor ce alcătuiesc țărmul. Formele de acumulare litorale și marine se depun, sortîndu-se de la mal spre larg. Cu cît distanța între depuneri și mare este mai mică cu atît acestea sînt mai rotunjite din cauza acțiunii succesive a valurilor. Depozitele din bazinele mărilor sînt cunoscute sub denumirea de depozite sedimentare, ele provenind din acțiunea mării dar și din aluviunile aduse de apele curgătoare și din material adus de vînt.

— Acțiunea fizico-geologică a organismelor este atît distructivă cît și constructivă.

Plantele acționează distructiv asupra rocilor prin menținerea umidității, datorită rădăcinilor care exercită o solicitare mecanică prin creștere și o acțiune chimică prin seva lor.

Microorganismele pot pătrunde la rîndul lor pînă în cele mai mici fisuri unde fixează în corpul lor azotul din aer și carbonul din roci. Ele dau naștere prin putrefacție la substanțe care la rîndul lor atacă rocile.

Animalele au o acțiune mai mult mecanică, prin crearea de goluri în scoarță sau acumulări de materiale.

Acțiunea omului se manifestă prin activitățile pe care le exercită în activitatea lui productivă.

Organismele pot avea însă și o acțiune constructivă, prin faptul că, după dispariția lor, resturi ale organismului se depun în diferite zone ale suprafeței globului, unde cu timpul pot constitui mari depozite formate din aceste resturi.

2.3. NOȚIUNI DE MINERALOGIE, PETROGRAFIE ȘI STRATIGRAFIE

2.3.1. NOȚIUNI DE MINERALOGIE

2.3.1.1. Structura internă a mineralelor. Mineralele aflate în scoarța solidă a Pămîntului se găsesc fie în stare cristalizată, fie în stare amorfă. Starea cristalizată se caracterizează prin existența unor elemente geometrice cu forme regulate, numite *cristale*. În cadrul cristalelor ionii, atomii,

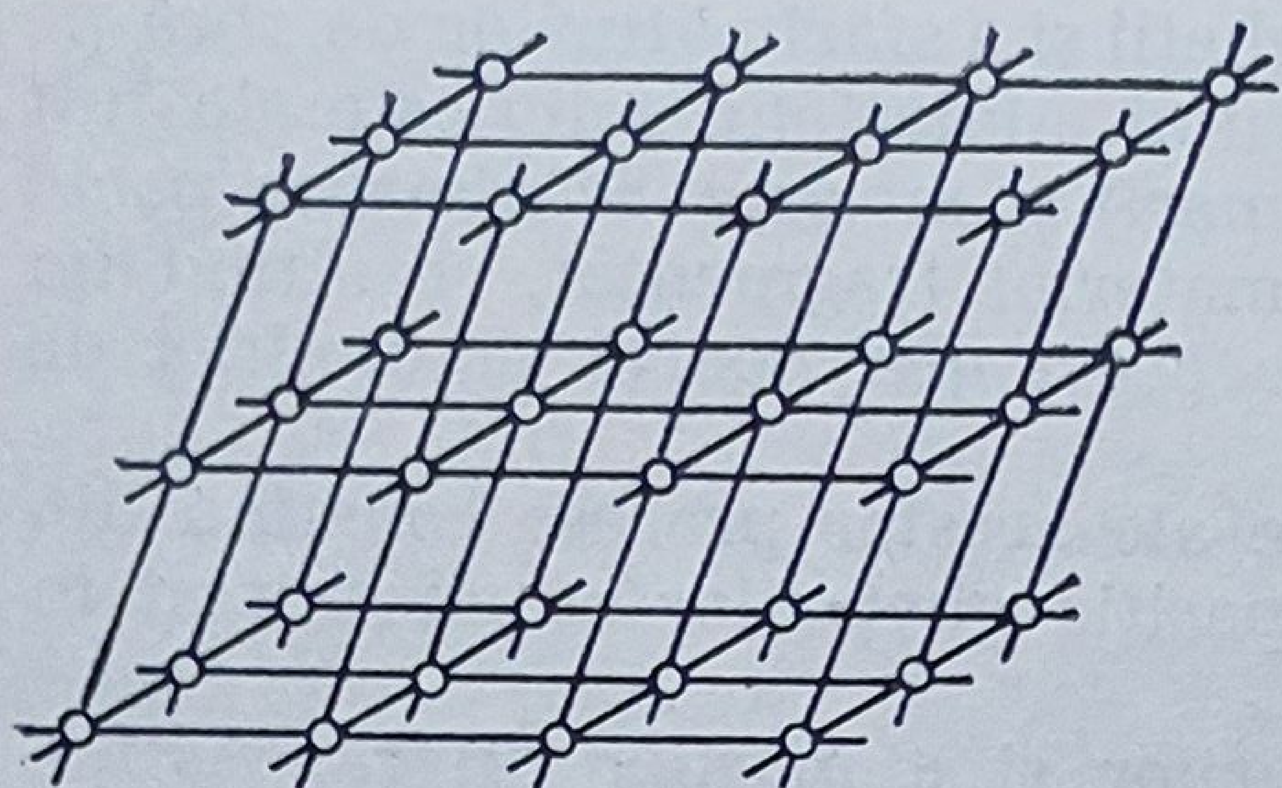


Fig. 2.1. Paralelipipedul elementar.

moleculele, avînd proprietăți identice, sînt așezate în mod regulat, după anumite legi. Starea amorfă se caracterizează prin așezarea neregulată a ionilor, a atomilor și a moleculelor.

Cristalele sînt corpuri solide, omogene și anizotrope din punct de vedere al proprietăților vectoriale. Prin proprietăți vectoriale se înțeleg proprietățile unui corp care sînt dependente de o anumită direcție în spațiu. Ramura geologiei care se ocupă cu studiul cristalelor poartă denumirea de *cristalografie*. În cristalografie se demonstrează că materia cristalină poate fi considerată ca fiind formată dintr-un ansamblu de particule materiale așezate după nodurile unei rețele. Cristalele sînt deci un discontinuu în care substanța se găsește condensată într-un punct. Această rețea este tridimensională, materia, fiind așezată riguros identic în jurul unuia din punctele rețelei. Punctele rețelei de aceeași natură, numite *analoage,* formează un șir reticular, fiind dispuse la o anumită distanță numită *parametrul șirului*. Punctele dintr-un plan al acestei rețele formează un plan reticular în care se distinge un paralelogram primitiv. Paralelipipedele care corespund în spațiu cu paralelogramul primitiv poartă denumirea de paralelipiped elementar (fig. 2.1). Rezultă că un cristal este limitat în mod natural de o formă poliedrică regulată. Mărimea și forma poliedrului cristalin nu sînt aceleași pentru cristalele naturale ale unei aceleiași specii minerale, datorită dezvoltării lor inegale.

Datorită formei lor regulate cristalele prezintă o anumită simetrie față de niște axe care au fost deduse din rețeaua cristalină, axe care s-au luat paralele cu muchiile paralelipipedului elementar. Pe baza acestor sisteme de axe, numite cruci axiale, cristalele se pot grupa în șapte sisteme cristalografice, specifice anumitor substanțe.

2.3.1.2. **Compoziția chimico-mineralogică a pămînturilor.** Elementele chimice cel mai frecvent întîlnite în scoarța terestră sînt siliciul, aluminiul și oxigenul. Compușii chimici care conțin aceste elemente și care au ponderea maximă în scoarță sînt bioxidul de siliciu și trioxidul de aluminiu, care împreună reprezintă 71,31% din totalul compușilor chimici. Acesta este și motivul pentru care primul înveliș al globului terestru, în modelul care are în vedere constituția lui petrografică, poartă denumirea de *sial*.

Mineralele care sînt cuprinse în rocile din acest înveliș se împart în : minerale principale, minerale secundare și minerale accesorii.

Mineralele principale cele mai frecvente în pămînturi sînt : cuarțul (12%), feldspatul (59,5%), mica (3,8) și hornblenda.

Din alterarea chimică a mineralelor principale rezultă mineralele secundare. Ponderea cea mai mare în cadrul mineralelor secundare o au mineralele argiloase.

Cu ajutorul ultramicroscopului și al studiilor roentgenoscopice s-a putut analiza microstructura argilelor. Ele se prezintă sub formă cristalină, rețelele cristaline fiind bidimensionale, după anumite direcții, la anumite distanțe periodice fiind dispuse pachete de molecule. Distanța între aceste

pachete este diferită după natura materialului argilos. Un pachet de molecule poartă denumirea de *unitate structurală*.

Mineralele argiloase care se întîlnesc cel mai frecvent sînt caolinitul, illitul și montmorilonitul. În figurile 2.2 și 2.3 sînt prezentate structurile cristaline pentru caolinit și respectiv montmorilonit. Aceste scheme fiind foarte complicate se obișnuiește ca ele să fie reprezentate în mod sche-

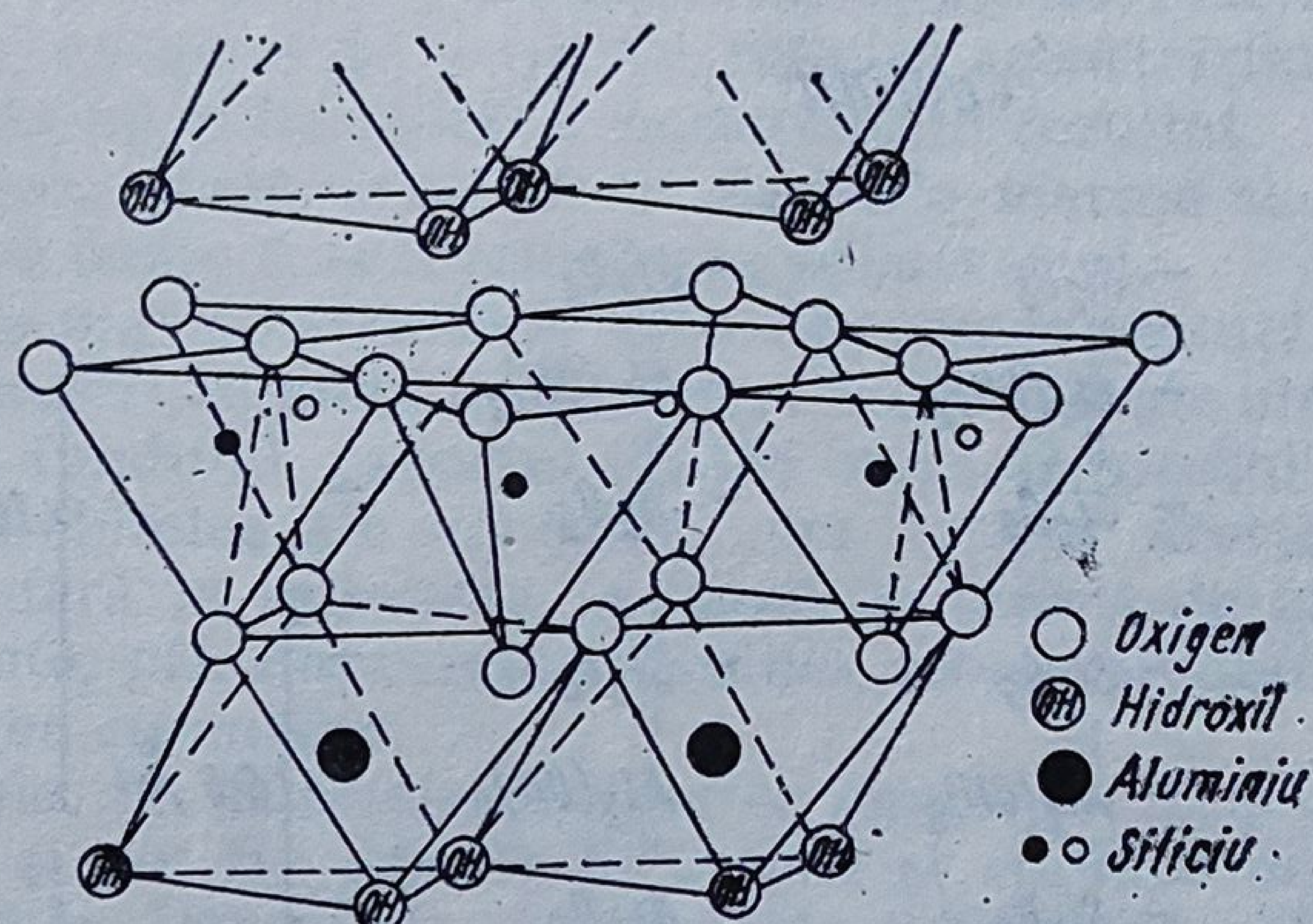


Fig. 2.2. Schema structurii cristaline a caolinitului.

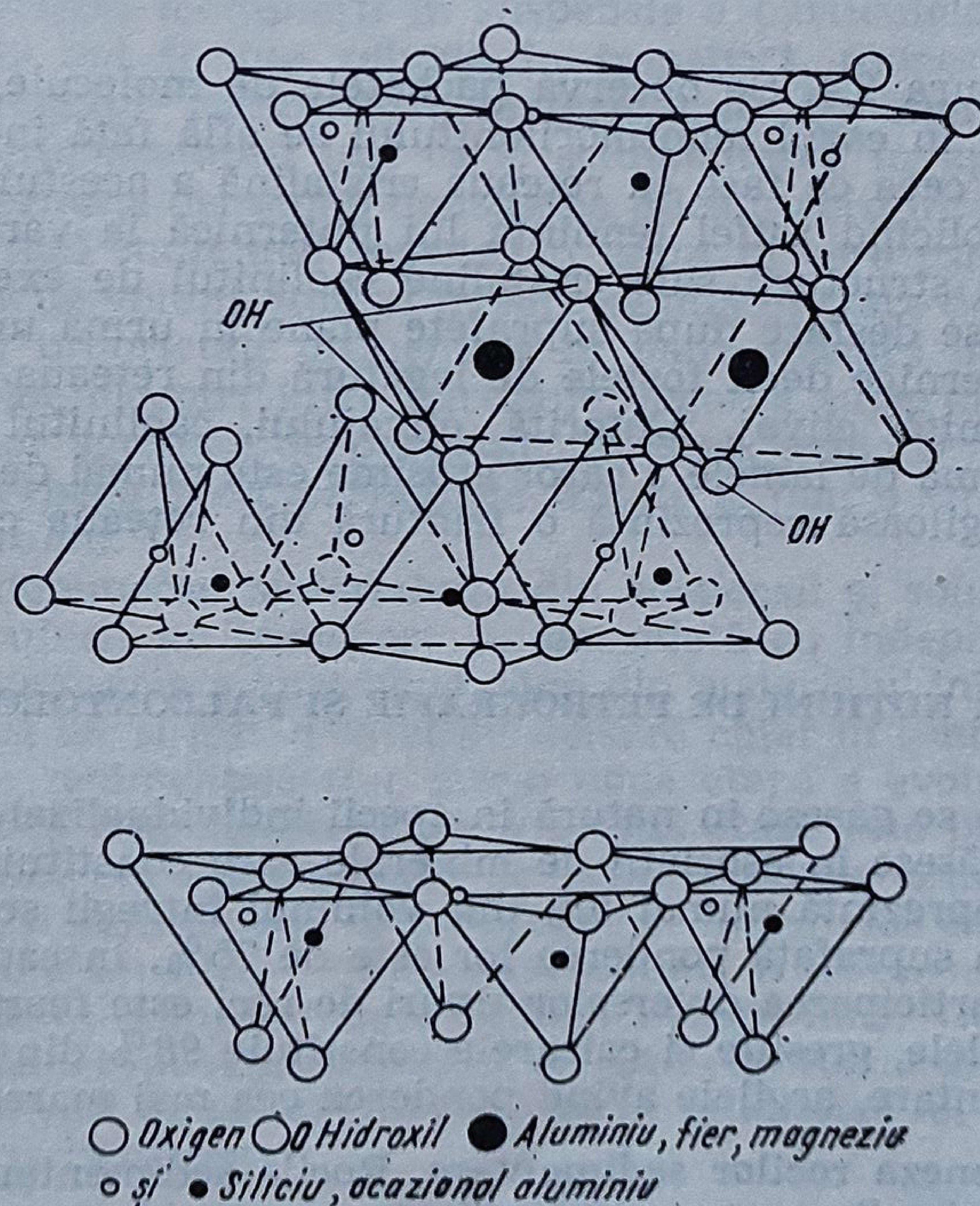


Fig. 2.3. Schema structurii cristaline a montmorillonitului.

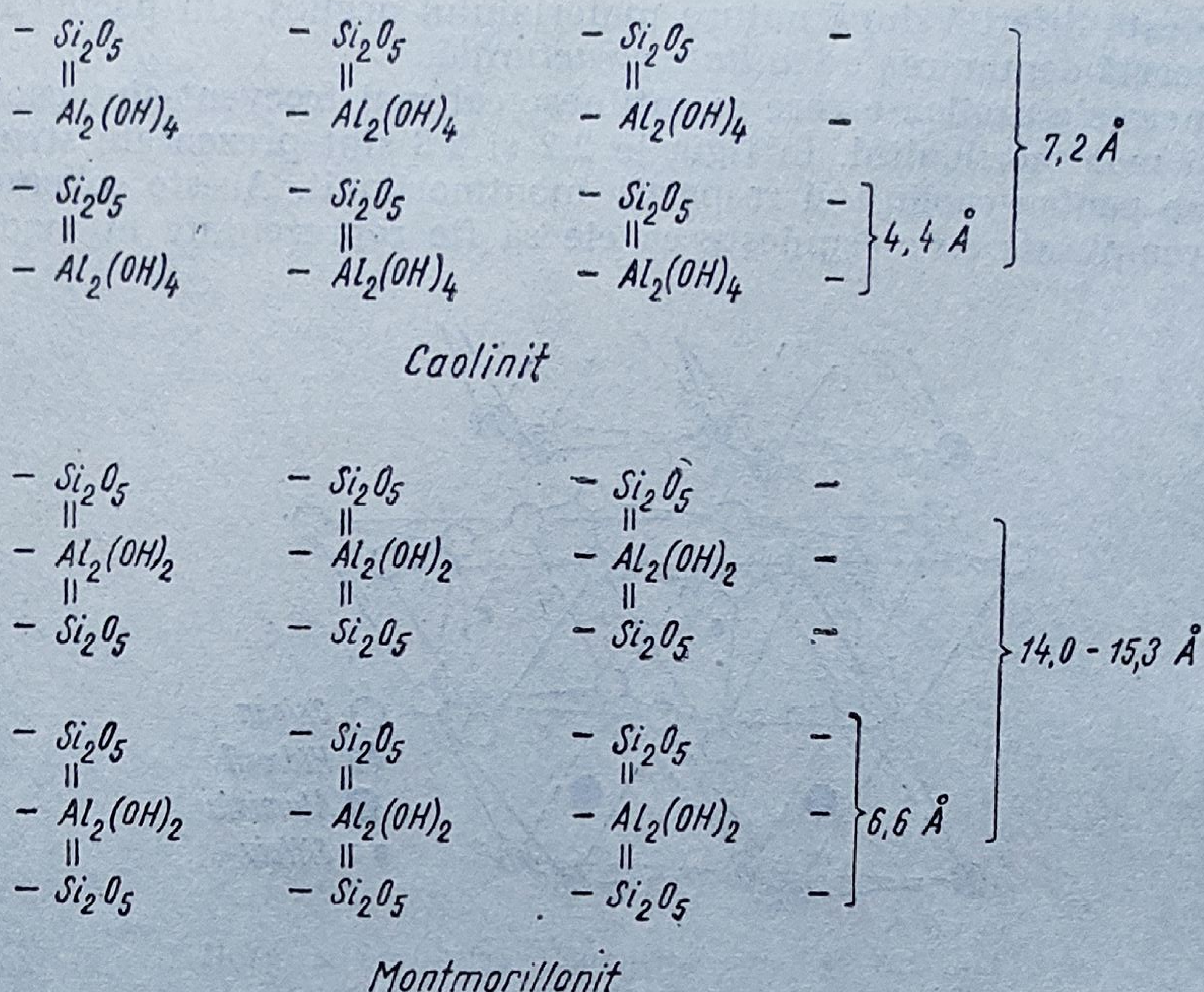


Fig. 2.4. Schema simplificată a structurii cristaline a caolinitului și montmorillonitului.

matic ca în figura 2.4. Se observă pachetele de molecule, distanța între ele și faptul că în cazul montmorilonitului se află față în față, atomi de aceeași natură, ceea ce face ca rețeaua cristalină a acestui mineral să fie extensibilă, explicînd astfel tendința lui puternică la variații de volum. Prin caracterul structurii sale cristaline caolinitul de exemplu are proprietatea de a se desface după suprafețe plane în urma unei acțiuni mecanice mai puternice decît forțele de legătură din rețeaua cristalină, proprietate denumită clivaj. Datorită clivajului, caolinitul se desface în plăcuțe sub formă de lamele a căror grosime este numai de cîțiva microni. O particulă argiloasă reprezintă o frîntură din rețeaua cristalină a mineralului.

2.3.2. NOȚIUNI DE PETROGRAFIE ȘI PALEONTOLOGIE

Mineralele se găsesc în natură în specii individualizate foarte rar, de obicei ele se găsesc în asociații de minerale care constituie rocile. Rocile sedimentare reprezintă numai 5% din volumul întregii scoarțe în totalitatea ei, dar la suprafață ponderea lor este de 75%. În cadrul depozitelor sedimentare participarea diverselor tipuri de roci este foarte variată. Astfel numai argilele, gresiile și calcarele constituie 98% din întregul volum de roci sedimentare, argilele avînd ponderea cea mai mare.

2.3.2.1. **Geneza rocilor sedimentare.** Rocile sedimentare sînt depozite de substanțe cristalizate sau necristalizate, care au luat naștere la suprafața planetei, fie de pe urma proceselor de degradare fizică și alterare chimică a rocilor existente, fie prin precipitații de natură chimică din soluții

apoase, sau ca urmare a activității organismelor prin acumularea mecanică a resturilor lor sau ca rezultat al activității depuse de ele.

Un depozit sedimentar este o rocă propriu-zisă numai în momentul în care a fost separat de mediul în care s-a format. Etapele pe care le cunoaște geneza rocilor sedimentare sînt : eroziunea, transportul și sedimentarea.

Eroziunea se manifestă prin tendința agenților externi analizați în cadrul proceselor exogene de a nivela relieful scoarței terestre. După cum s-a văzut, ei asigură și transportul materialului rezultat.

Sedimentarea poate avea loc în bazinele marine sau pe ariile continentale, unde ea poate fi subaeriană sau subacvatică.

În bazinele marine condițiile de sedimentare rezultă din îmbinarea a două serii de factori, și anume : caracterele structurale ale bazinelor (adîncimea, relieful fundului, raportul dintre bazin și uscatul învecinat) și caracterele fizico-chimice ale soluțiilor care umplu aceste bazine. Aceste caractere se referă la salinitate, conținut în substanțe organice, conținut de gaze dizolvate, *p*H, *Eh*, rezervă alcalină, radioactivitate temporară, presiune și mișcarea curenților.

Sedimentele din bazinele marine se denumesc funcție de poziția lor față de litoral și pot fi : litorale în lagune și aproape de litoral, neritice, bathiale și abisale. Depozitele continentale subaeriene pot fi eluviale (cînd nu suferă un proces de transport) și eoliene (agent transportor este vîntul) ; torențiale, fluviale, lacustre și glaciare cînd sînt subacvatice.

Depunerea materialului transportat peste materialul existent pe locul de depunere are loc în momentul în care viteza curentului de apă sau de aer scade sub limita menținerii în suspensie a particulelor de o anumită dimensiune. Ele pot fi însă reluate în transport, procesul încheindu-se numai în momentul consolidării materialului. Sedimentarea în aer se supune în general acelorași legi ca și sedimentarea în apă. În acest caz prezintă o importanță deosebită densitatea mică a aerului, care face ca depunerea să se facă mult mai repede, În cazul în care este depășită concentrația critică de volum, fluidul în care se află în stare de suspensie particulele, capătă proprietăți influențate în mare măsură de materialul în suspensie. Au loc ciocniri între particule, legarea superficială a acestora și formarea unor agregate de particule. Acestea, avînd o masă mai mare, se depun mai repede decît particulele izolate și dau o structură caracteristică sedimentului.

Odată cu depunerea materialului din suspensii și soluții, în cazul în care acesta a suferit un transport — sau odată cu îndepărtarea în stare de soluție sau suspensie a unei bune părți din materialul inițial — în cazul în care rămîn pe loc și într-o oarecare măsură chiar în timpul desfășurării acestor procese, sedimentele trec într-o nouă etapă a evoluției lor.

Trăsătura cea mai caracteristică a acestei etape este procesul de consolidare. Consolidarea sedimentelor se poate produce prin recristalizare, prin cimentare și prin tasare. Consolidarea sedimentelor este determinată de trei cauze fundamentale : compoziția inițială a sedimentului, creșterea presiunii și natura soluțiilor care îmbibă sedimentele. Depunerile sedimentare de orice fel nu-și păstrează în general caracterul inițial, ele suferă o serie de modificări de ordin chimic, care în totalitatea lor constituie *diageneza rocilor sedimentare*.

2.3.2.2. **Caracterele generale ale rocilor sedimentare.** Caracterele generale ale rocilor sedimentare sînt : stratificația, compoziția chimică și mineralogică, prezența fosilelor și diageneza.

Cu foarte mici excepţii, rocile sedimentare sînt stratificate, datorită variaţiei în intensitate sau calitate a fenomenului care produce sedimentarea.

Stratul este un sediment care are pe o grosime oarecare o structură şi o compoziţie aproape constantă. El corespunde depunerii făcute într-un timp în care factorii care condiţionează sedimentarea nu au variat sau au variat atît de puţin încît această variaţie nu apare vizibilă. Elementele principale ce caracterizează toate tipurile de stratificaţie sînt : forma stratificaţiei şi dimensiunile stratului. Forma de stratificaţie poate fi orizontală, oblică sau ondulată, sau o combinaţie dintre ele. În ceea ce priveşte dimensiunile stratelor (grosimea, amplitudinea şi lungimile ondulaţiilor), ele pot fi mari (zeci de centimetri pînă la zeci de metri), mărunte (centimetri) şi fine (milimetri). Interesează, de asemenea, şi raportul unui strat faţă de altul (înclinare, limita dintre ele, ordinea de alternare).

Bancul este un grup de strate asemănătoare ce se repetă de mai multe ori, fără intercalaţii de roci de altă natură.

O caracteristică specifică rocilor sedimentare constă în faptul că ele conţin aproape întotdeauna fosile, adică urme şi resturi ale activităţii vieţii în trecutul globului terestru.

2.3.2.3. **Clasificarea rocilor sedimentare.** După originea şi natura lor rocile sedimentare se pot grupa astfel : roci detritice, roci de precipitaţie fizico-chimică, roci biogene, roci reziduale şi roci piroclastice.

Rocile detritice sau clastice provin din dezagregarea rocilor preexistente, materialul fiind transportat de diferiţi agenţi de transport.

Dacă se are în vedere mărimea granulei, rocile detritice pot fi : *roci psefite* (cu dimensiunea mai mare de 2 mm în diametru), *roci psamite* (cu diametrul între 2 mm şi 0,02 mm) şi *roci aleurite* şi *pelite* (cu diametre mai mici de 0,02 mm).

Funcţie de starea de agregare, rocile sedimentare pot fi *neconsolidate* sau *consolidate*. Astfel, psefite neconsolidate sînt pietrişurile şi grohotişurile, psefite consolidate, conglomeratele şi breciile. Psamite neconsolidate sînt nisipurile, iar psamite consolidate, gresia şi arcozele. Aleurite consolidate sînt loessurile, iar pelite consolidate argilele şi marnele. Pelite neconsolidate sînt mîlurile.

Rocile de precipitaţie fizico-chimică sînt formate prin precipitarea unor substanţe chimice conţinute în apele mărilor.

Rocile biogene provin din resturile fiinţelor vii.

Rocile reziduale se formează pe loc, prin dezagregarea şi descompunerea rocilor preexistente.

Rocile piroclastice provin din depuneri ale materialelor solide aruncate la suprafaţă în timpul erupţiilor vulcanice.

Pămînturile definite pe baza clasificării tehnico-geologice a rocilor se încadrează în categoria rocilor sedimentare detritice.

2.3.2.4. **Noţiuni de stratigrafie.** Rocile sedimentare, chiar dacă sînt depuse în acelaşi timp, variază nu numai după originea lor ci şi după locul de sedimentare. Altele sînt rocile depuse în lagune, estuare şi rîuri, altele în mări şi oceane. Felul de a se prezenta a rocilor, după locul şi condiţiile de sedimentare, caracterizat printr-un anumit aspect litologic variabil la aceeaşi perioadă, a fost denumit *facies petrografic* sau litologic. Totalitatea fosilelor care se întîlnesc în rocile sedimentare constituie *faciesul paleontologic*. Prin *faciesul geologic* al unei formaţiuni se înţe-

lege totalitatea caracterelor sale petrografice și paleontologice care rezultă din condițiile geografice și biologice ce au existat în momentul formării sedimentului.

Cu studiul reconstituirii succesiunii în care s-au depus formațiunile sedimentare în cursul perioadelor geologice în diverse puncte ale scoarței, se ocupă *stratigrafia* sau geologia cronologică (geocronologia). Ea stabilește variațiile de faciesuri pe care le poate prezenta o formațiune geologică în sens orizontal și anomaliile care le afectează în sens vertical și care determină condițiile de depunere a sedimentelor respective în decursul timpurilor. Anomaliile sînt : contactele anormale, discordanțele și lacunele de sedimentare. *Contactele anormale* apar acolo unde datorită unor dislocări ale scoarței, formațiuni depărtate ca origine se găsesc alăturate. *Discordanța* reprezintă o discontinuitate de așezare între două strate succesive. Lipsa unui strat dintr-o succesiune normală în timp care ar fi trebuit să aibă loc, constituie o *lacună de sedimentare*.

Paleontologia este știința care se ocupă cu studiul fosilelor sau cu urmele de activitate vitală a acestora. Ele permit să se stabilească vîrsta sedimentelor în care au fost găsite.

Din punct de vedere geologic vîrsta rocilor poate fi absolută sau relativă, după cum se determină în număr de ani sau numai în diviziuni arbitrare stabilite în raport cu evenimentele de mare importanță care au avut loc la un moment dat (dezvoltarea unei anumite specii de animale, ridicarea unui sistem de munți, transgresiuni și regresiuni marine etc.). Vîrsta absolută a rocilor se stabilește pe baza descompunerii elementelor radioactive. Procesele de dezintegrare radioactivă din roci încep în momentul formării lor și, prin urmare, se poate determina *vîrsta absolută*. *Vîrsta relativă* se determină pe baza fosilelor, metoda de stabilire a vîrstei pe această cale purtînd denumirea de metoda *paleontologică*.

2.4. NOȚIUNI DE HIDROGEOLOGIE

Hidrogeologia sau hidrologia subterană se ocupă cu studiul apelor din scoarța terestră, denumite *ape subterane*. Apa subterană provine în cea mai mare parte din precipitații, din condensarea vaporilor de apă din pămînt și din consolidarea magmelor sau a depozitelor sedimentare (ape fosile).

Funcție de așezarea lor în scoarță, apele subterane pot fi clasificate în :

— apele păturii superficiale (apa din sol, din zona de tranziție în curs de infiltrare, apele temporare de sezon și apele capilare) ;

— stratele acvifere (apa din diverse strate permeabile cu nivel liber sau sub presiune) ;

— ape tectonice (aflate în crăpături, în goluri subterane carstice sau în filoane).

O secțiune prin partea superioară a scoarței pune în evidență zonele în care aceasta poate fi împărțită, din punctul de vedere al prezenței apei subterane (fig. 2.5). Separarea zonei de aerație de cea de saturație se realizează prin nivelul hidrostatic, nivelul freatic sau suprafața freatică. Stratul de apă freatică sau stratul freatic primește direct prin infiltrație cantitatea de apă pe toată suprafața sa. Apa freatică este condiționată cantitativ de precipitații, ea avînd un caracter permanent. Zona situată

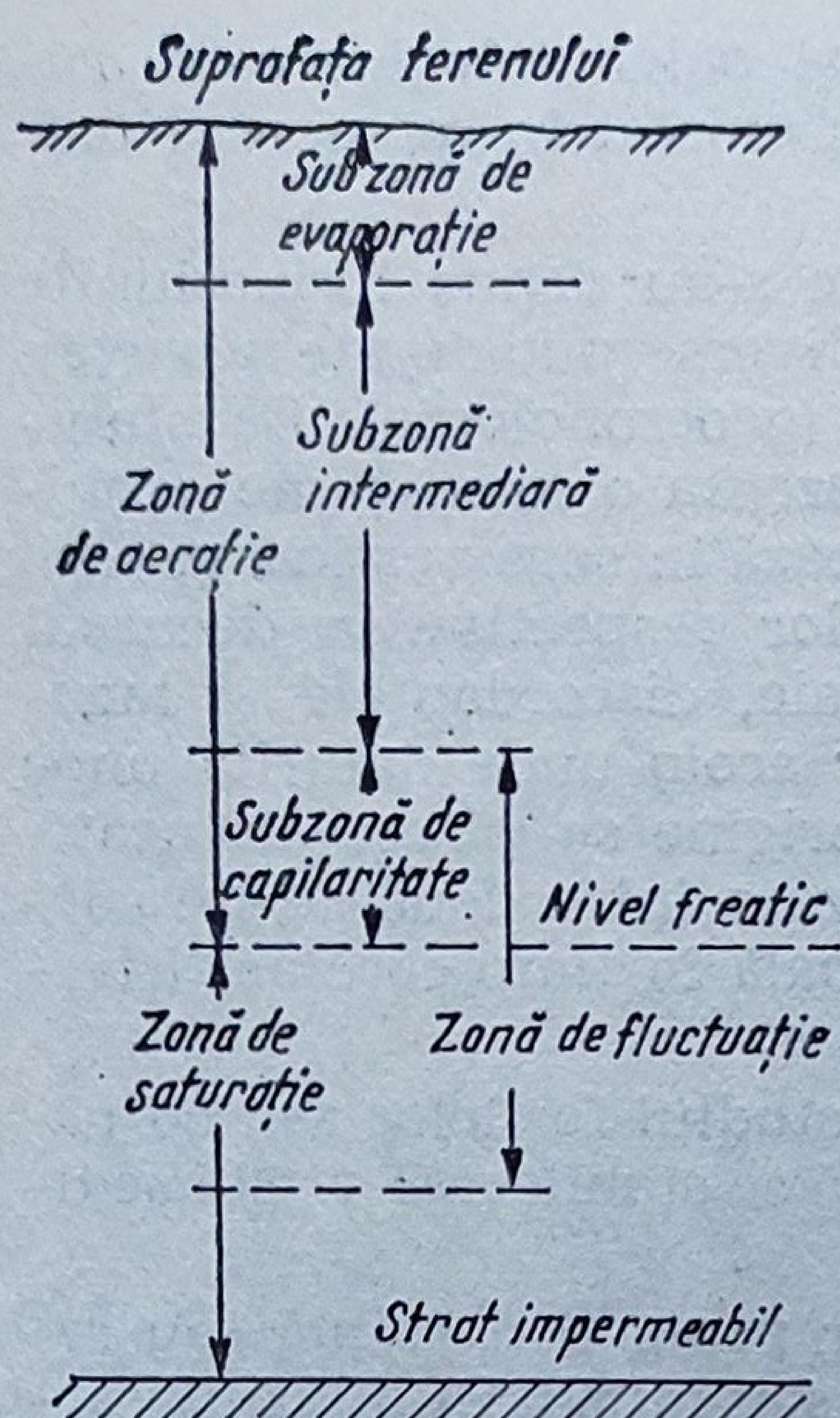


Fig. 2.5. Zonele de umiditate din scoarța terenului.

sub nivelul hidrostatic poartă denumirea de *zonă de saturație*, iar cea situată deasupra, denumirea de *zonă de aerație*. Zona de aerație se subîmparte în subzona de evaporație, subzona intermediară și subzona capilară. Nivelul freatic poate varia, atrăgînd după sine și nivelul apei capilare, zona în care are loc variația purtînd denumirea de *zonă de fluctuație*.

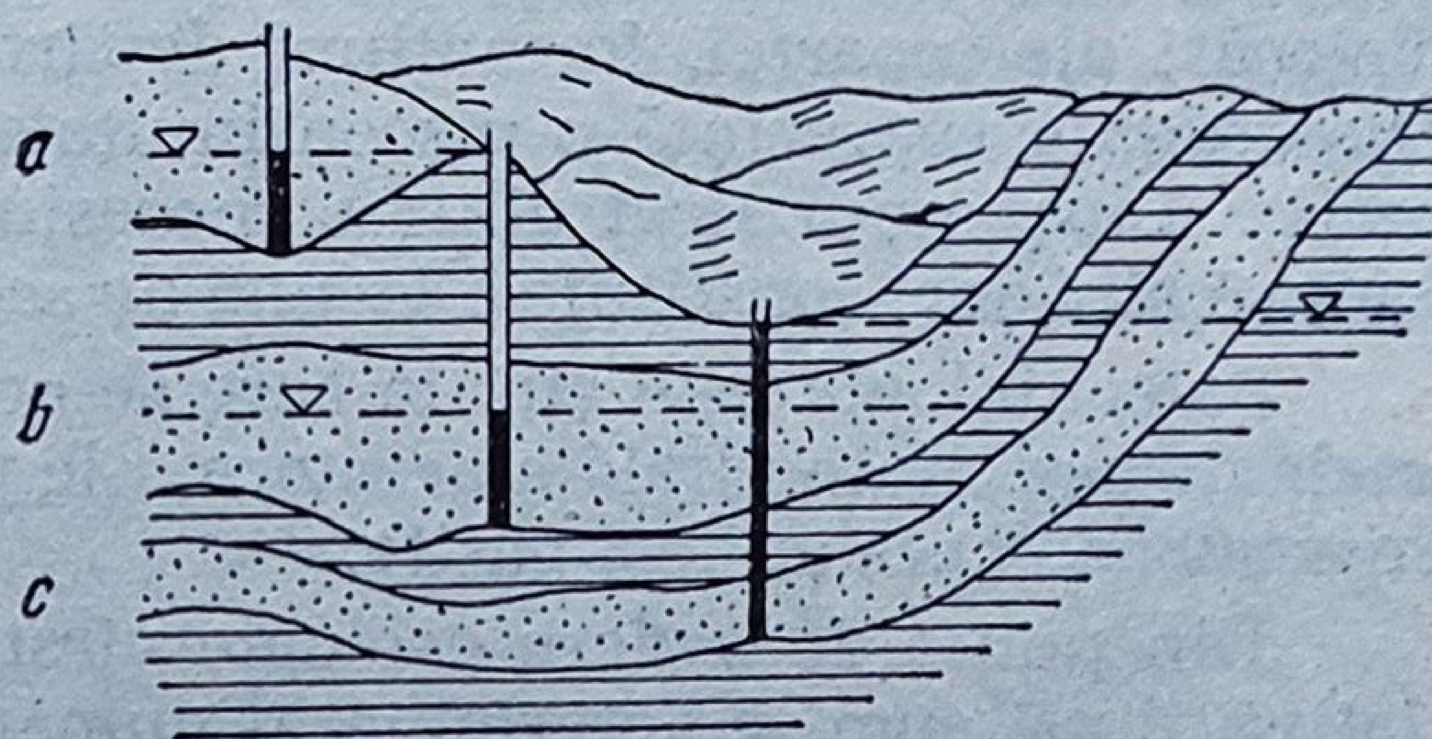


Fig. 2.6. Tipurile de straturi acvifere: *a* — apa freatică; *b* — strat acvifer cu nivel liber; *c* — strat acvifer cu nivel sub presiune.

Stratele acvifere rezultă din acumularea apei provenite din precipitațiile atmosferice sau din scurgerile superficiale, care, pătrunzînd în scoarță, se opresc la un strat impermeabil pe care l-au întîlnit. După modul cum se acumulează stratele de apă subterană deasupra orizontului impermeabil și sînt așezate în scoarță se deosebesc : strate libere sau strate de ape freatice ; strate captive sau strate de apă arteziene și ascendente ; strate de apă fosilă.

Stratele captive sînt cuprinse între două strate impermeabile și se găsesc sub o anumită presiune. Ele au un debit destul de constant care nu depinde de fluctuația precipitațiilor atmosferice din regiunea de alimentare. În figura 2.6 se arată corelarea straturilor de apă menționate.

CAPITOLUL 3

MODELUL FIZIC AL PĂMÎNTURILOR

3.1. MODELE FIZICE PENTRU ROCI

Atît rocile tari cît și pămînturile nu reprezintă un mediu continuu, în care tot volumul este ocupat de substanță, ci medii discontinui, separate prin goluri sub formă de pori, fisuri și crăpături. Comportarea masivului de pămînt la acțiunile exterioare este determinată în mare mă-

sură de dimensiunile fragmentelor, care reflectă gradul de mărunțire a acestor roci ce a fost acceptat ca un criteriu practic pentru caracterizarea lor. Dimensiunile diferite în care sînt divizate diversele roci variază de la blocuri pînă la dimensiuni microscopice. Această divizare a rocilor a fost denumită *fragmentare naturală*.

La o primă analiză, din punctul de vedere al fragmentării naturale, rocile se pot prezenta sub următoarele forme (fig. 3.1) : blocuri monolite, blocuri legate, blocuri joantive și sisteme de particule.

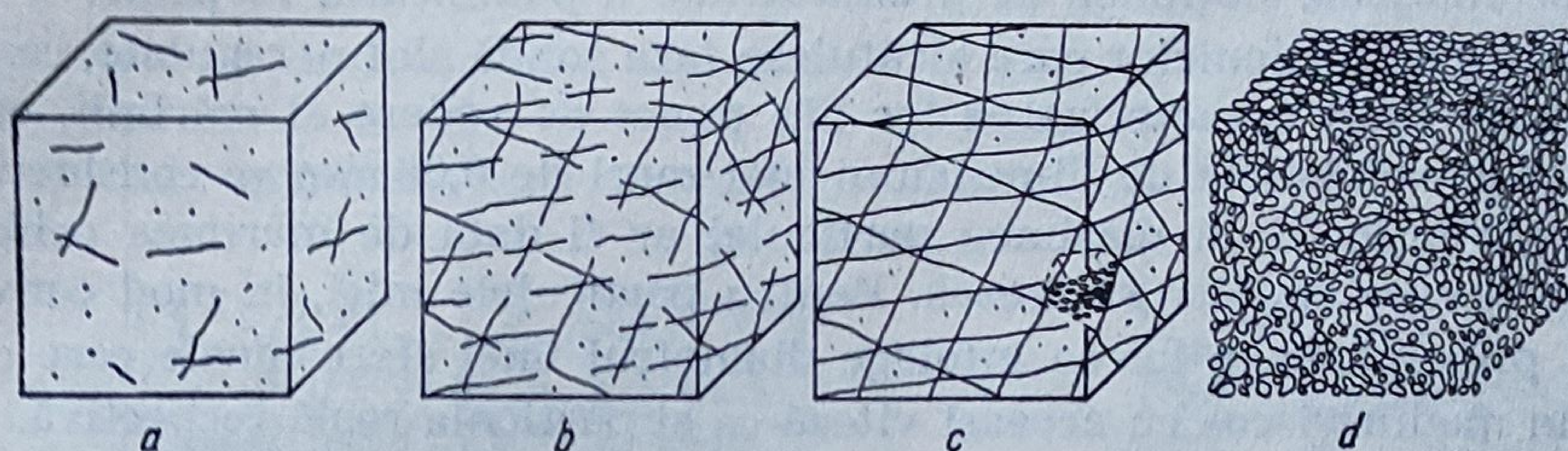


Fig. 3.1. Clasificarea rocilor propusă de L. Müller :
a și *b* — blocuri monolite și blocuri legate; *c* — blocuri joantive; *d* — sisteme de particule.

Blocurile monolite și legate au ca model fizic un corp solid deformabil, caracterizat printr-o anizotropie mai mult sau mai puțin accentuată, funcție de desimea și extinderea discontinuităților (fig. 3.1, *a* și *b*).

Blocurile joantive reprezintă un sistem de corpuri solide deformabile, avînd anumite posibilități de deplasare determinate de poziția planelor după care are loc separarea lor. Aceste deplasări devin posibile în cazul în care forțele de rezistență care se pot dezvolta în lungul acestor plane sînt inferioare forțelor care le produc (fig. 3.1, *c*).

Din punct de vedere fizic, sistemele de particule pot fi asimilate cu un corp alcătuit dintr-o serie de granule ce se află înconjurate de un fluid, aer, apă sau un amestec de aer și apă care ocupă fiecare anumite volume din volumul total de goluri. Acest ansamblu este un sistem eterogen, deoarece este alcătuit din două părți distincte (solid și fluid), despărțite între ele prin suprafețe de separație denumite *interfață*. Părțile componente ale sistemului eterogen diferă între ele prin proprietățile lor fizice și chimice și poartă denumirea de *faze* (fig. 3.1, *d*).

În acest sistem dispers, una din substanțe este dispersată în masa celeilalte substanțe și poartă denumirea de *fază dispersată* sau *dispersoid*. Substanța în care se face dispersia se numește *fază dispersantă* sau *mediu de dispersie*. Aceste sisteme disperse pot fi clasificate, după mărimea particulei fazei dispersate, în următoarele grupuri de sisteme disperse : soluții, sisteme coloidale, sisteme fin dispersate și sisteme grosier dispersate. Particulele minerale care alcătuiesc pămînturile aparțin ultimelor două grupuri (dimensiuni mai mari de 0,1 μm). În pămînturi faza dispersată poartă denumirea de *fază solidă*.

3.2. FAZELE COMPONENTE ALE PĂMÎNTULUI

3.2.1. FAZA SOLIDĂ

Faza solidă din pămînt este alcătuită din granule de diferite mărimi. După modul în care predomină în pămînt una, două sau mai multe dimensiuni de granule el este denumit monodispers, bidispers sau polidispers. În legătură cu ordinul de mărime a granulelor componente ale unui pămînt se folosește noțiunea de *granulozitate* a pămîntului respectiv.

Formele particulelor care alcătuiesc faza solidă sînt neregulate, ceea ce îngreuiază mult caracterizarea lor din punct de vedere al mărimii, astfel că pentru particulele de dimensiuni mai mari de 0,06 mm se consideră în mod convențional că mărimea particulei ar fi dată de mărimea ochiului sitei prin care reușesc să treacă. Pentru particulele mici, în mod convențional prin mărimea lor se înțelege diametrul unei sfere ideale care cade într-un mediu vîscos cu aceeași viteză ca și particula reală respectivă.

Particulele care au un diametru cuprins între două valori limită stabilite constituie o *fracțiune granulometrică*. Astfel în alcătuirea unui pămînt se întîlnesc diferite fracțiuni, în anumite proporții, exprimate în procente din greutatea lor totală. Aceste proporții reprezintă *compoziția granulometrică a pămîntului* respectiv.

Particulele minerale care alcătuiesc faza solidă sînt așezate în spațiu într-o anumită ordine. Avînd în vedere proprietățile acestor particule, precum și dispunerea lor în spațiu, un pămînt poate fi caracterizat prin structura și textura sa.

Prin *structura* unui pămînt se înțelege modul de aranjare reciprocă a particulelor ce constituie scheletul pămîntului.

Se disting astfel *structuri granulare* specifice granulelor de dimensiuni mai mari. Aceste structuri pot fi afînate sau îndesate (fig. 3.2 și 3.3) și sînt specifice rocilor mobile nelegate (necoezive).

Dacă pămînturile conțin și particule de dimensiuni mai mici (aleurite, pelite), acestea formează agregate de particule, structura purtînd numele de *structură agregată*. Ea este specifică rocilor mobile legate (coezive). Structurile agregate pot fi celulare sau floculare (fig. 3.4 și 3.5).

Tipurile de structuri menționate reprezintă o schematizare a structurilor reale, care sînt de fapt combinații între aceste tipuri de structuri. Ele poartă denumirea de *structuri neomogene* și pot fi reprezentate ca în figura 3.6.

Prin *textura* unui pămînt se înțelege totalitatea caracterelor care se datoresc neuniformității de alcătuire a pămîntului în funcție de așezarea relativă și distribuția părților sale componente.

În cazul structurilor granulare se deosebesc două tipuri de texturi : textura omogenă și textura porfirică (fig. 3.7 și 3.8). Din punct de vedere tehnic, aceste două texturi se prezintă diferit în ceea ce privește capacitatea lor de a permite apei de a trece prin ele și rezistența lor.

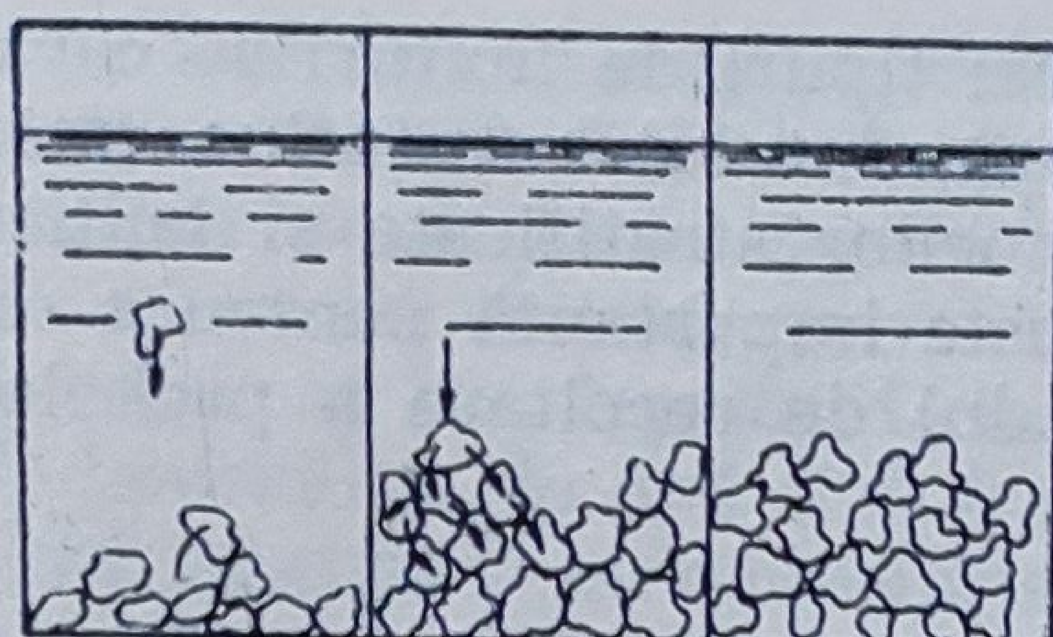


Fig. 3.2. Structură granulară afînată.

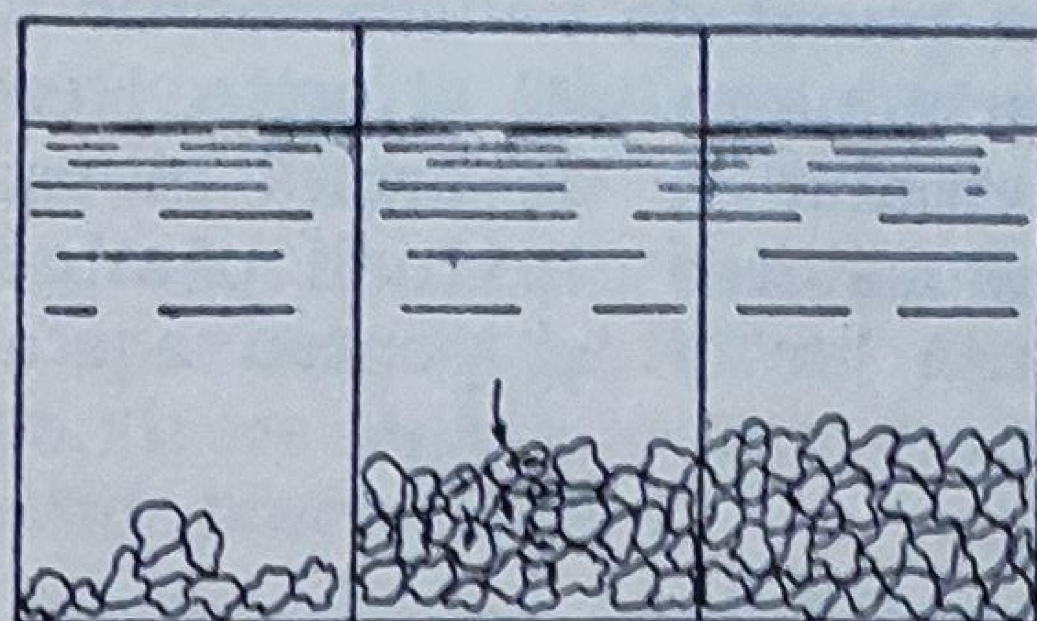


Fig. 3.3. Structură granulară îndesată.

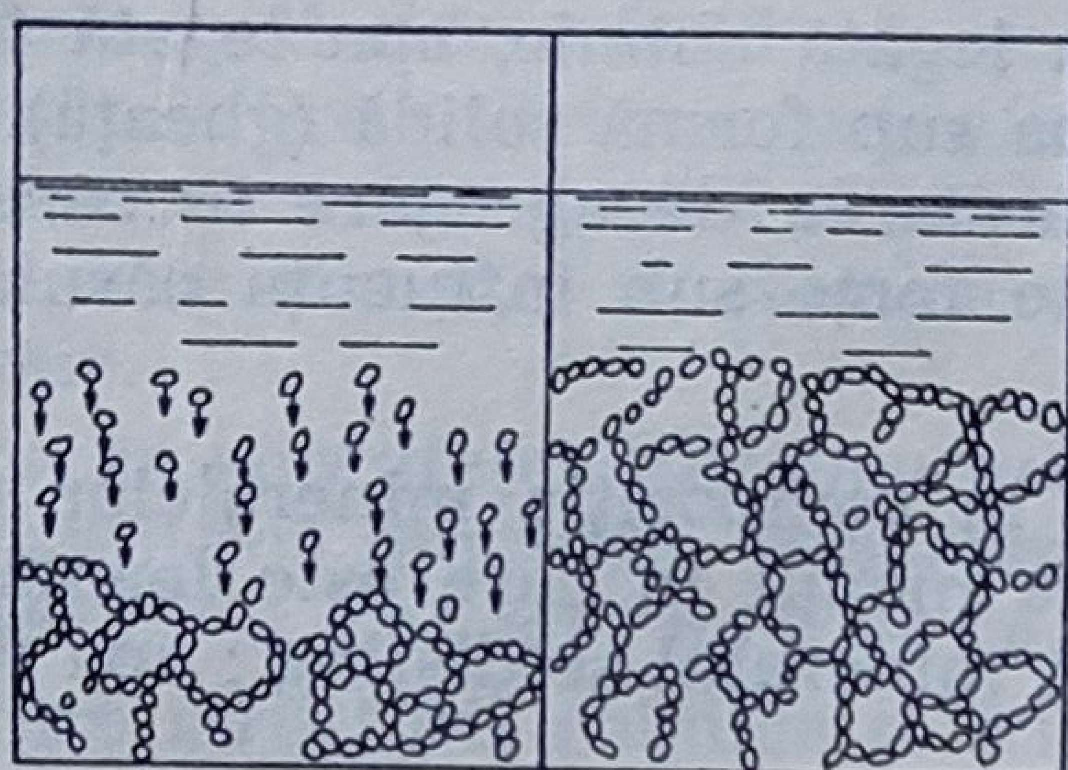


Fig. 3.4. Structură celulară.

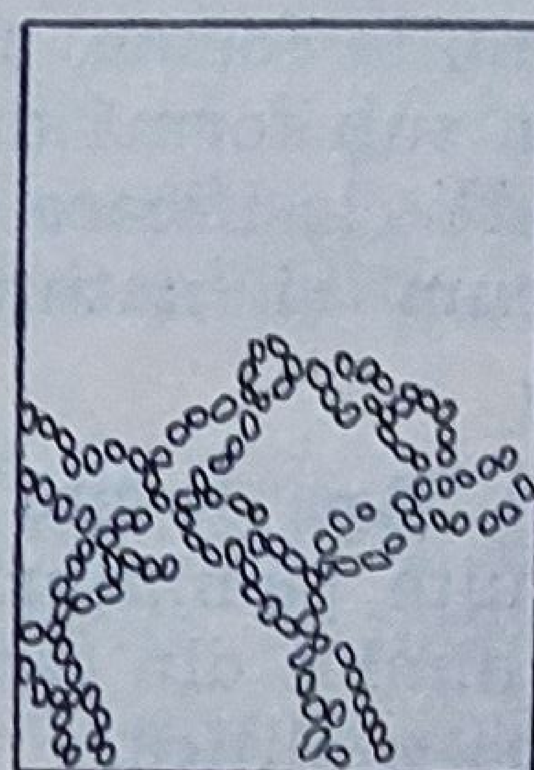


Fig. 3.5. Structură floculară.

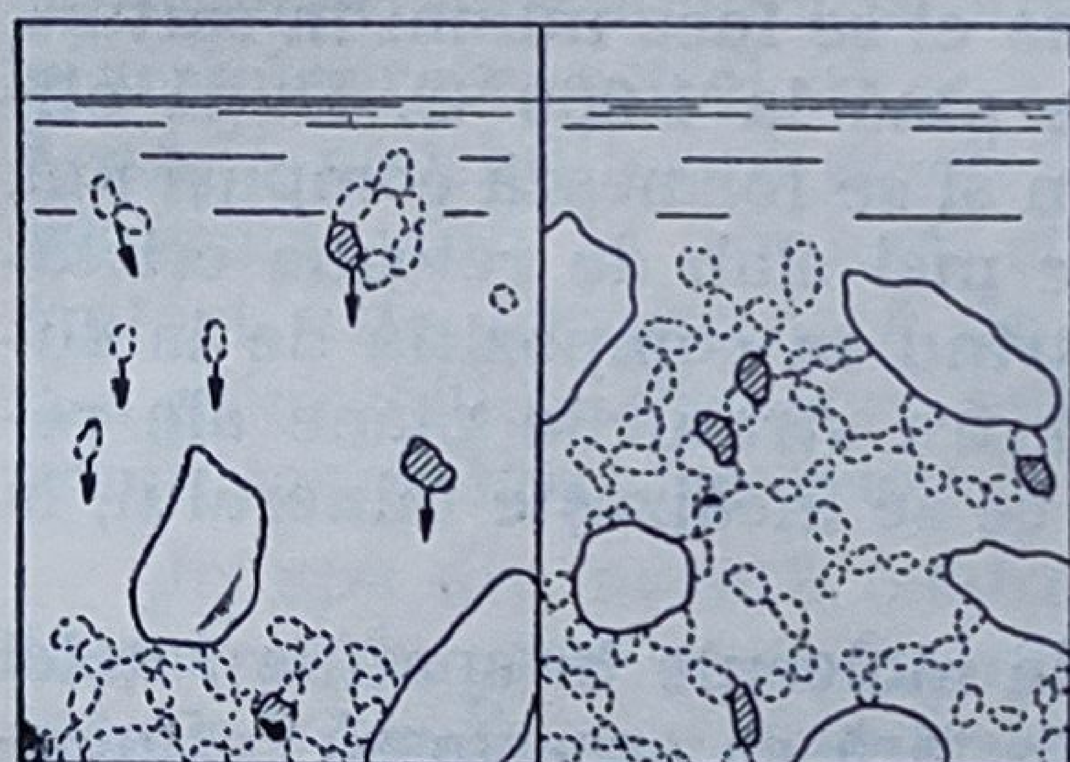


Fig. 3.6. Structură neomogenă.

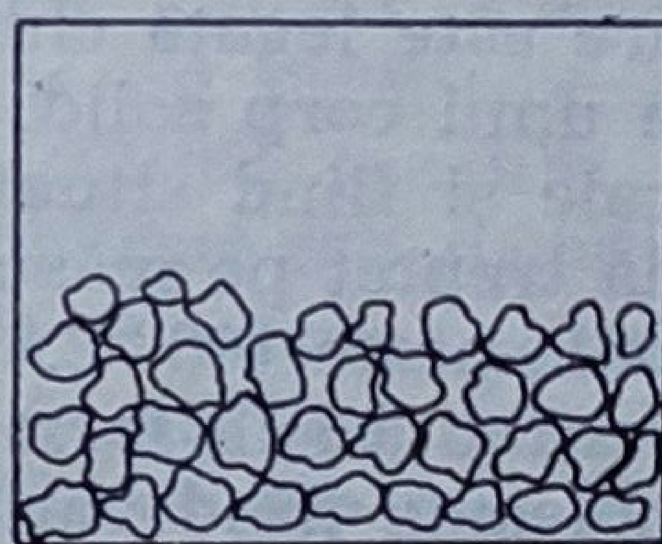


Fig. 3.7. Textură omogenă.

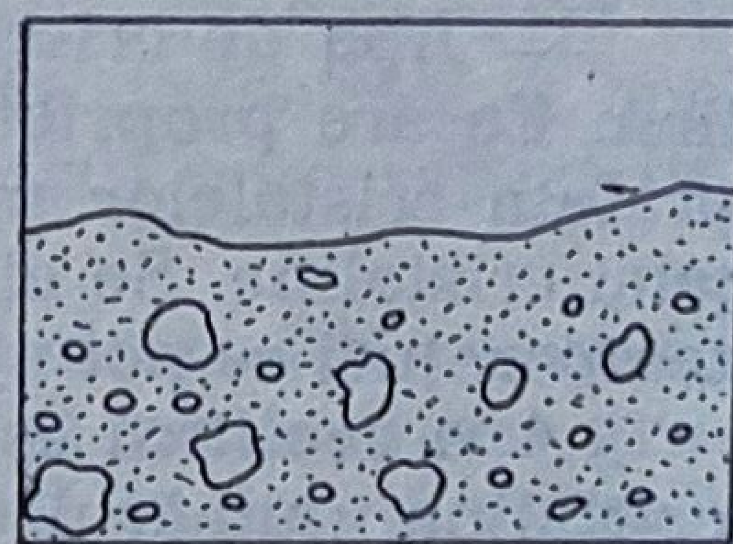


Fig. 3.8. Textură porfirică.

În cazul pămînturilor cu particule fine textura poate fi : omogenă, observată la nisipurile eoliene și la argilele de formație marină de adîncime (fig. 3.9), textură stratificată, care se prezintă ca un material necoeziv, separat de strate de argilă, ea fiind caracteristică depunerilor aluviale, fluvioglaciare și lagunare (fig. 3.10) ; textura lenticulară caracteristică depunerilor de deltă sau glaciare (fig. 3.11).



Fig. 3.9. Textură omogenă la pămînturi de granulație fină.



Fig. 3.10. Textură stratificată.

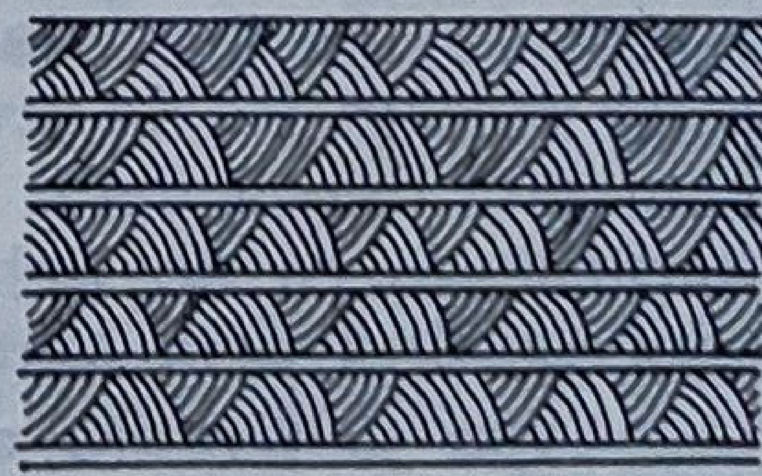


Fig. 3.11. Textură lenticulară.

Din punct de vedere tehnic aceste trei tipuri de texturi se caracterizează prin porozităţi diferite. Rezistenţa pămîntului este influenţată mult de intercalaţiile de argilă în cazul texturilor stratificate şi lenticulare.

Cunoaşterea texturii pămînturilor este importantă pentru a explica rezistenţa lor cît şi pentru a stabili modul de recoltare a probelor din acestea.

3.2.2. FAZA LICHIDĂ

Faza lichidă în pămînt este reprezentată de către apă, care există aici sub mai multe forme, şi anume : apa legată chimic, apa legată fizic, apa liberă, apa sub formă de vapori şi apa sub formă solidă (gheaţă).

Această clasificare are în vedere starea de agregare în care se află apa, precum şi natura cîmpului de forţe sub influenţa căruia se găseşte apa.

3.2.2.1. **Apa legată chimic** intră în compoziţia mineralelor din care sînt alcătuite pămînturile. Funcţie de modul în care este legată de elementele chimice din care este alcătuit mineralul se disting : apa de hidratare şi apa zeolitică.

Apa de hidratare se poate prezenta sub formă de apă de constituţie şi apă de cristalizare.

— Apa de constituţie este aceea care se găseşte în compoziţia chimică a hidroxizilor, de exemplu $Ca(OH)_2$. Eliminarea ei se face numai în salturi, în cantităţi determinate şi la temperaturi de pînă la 1 000 °C. După eliminarea ei mineralele respective se descompun şi se formează compuşi noi.

— Apa de cristalizare este legată chimic mai slab de reţeaua cristalină. Ea are proprietăţile unui corp solid, intrînd în compoziţia de la suprafaţa cristalelor minerale şi fiind situată între straturile plane ale reţelei cristaline. Se elimină treptat pe măsură ce se încălzeşte mineralul, la temperaturi ce pot ajunge la peste 100 °C.

Apa zeolitică este conţinută sub formă de molecule în spaţiile reţelei cristaline, numărul de molecule fiind variabil, fără ca aceasta să influenţeze uniformitatea fizică a substanţei. Este mai strîns legată de scheletul mineral decît apa de cristalizare.

3.2.2.2. **Apa legată fizic** poartă denumirea de *apă de adsorbţie* şi formează în jurul granulei minerale o peliculă. Legarea ei de granulă se face prin intermediul unor forţe electromoleculare care au la bază fenomene fizice şi electrochimice. Aceste fenomene se dezvoltă la suprafaţa granulelor şi sînt specifice particulelor de dimensiuni coloidale. Apa de adsorbţie se poate prezenta sub formă de : apă higroscopică şi apă peliculară.

Apa higroscopică înconjură direct granulele cu o peliculă subţire monomoleculară. Ea poate fi adsorbită direct din vaporii de apă aflaţi în aer, legarea ei de granula minerală dezvoltînd căldură. Această apă nu transmite nici un fel de presiune hidrostatică, nu dă pămîntului calităţi plastice, este mai densă decît apa obişnuită, nu are proprietăţi dizolvante şi nu se deplasează ca un lichid. Deplasarea ei dintr-un strat în altul se face numai trecînd prin starea de vapori, de la suprafeţe umede la cele uscate.

Apa peliculară este alcătuită din restul de molecule care înconjură granula minerală, sub forma unui strat gros de mai multe molecule. Moleculele de apă din apa peliculară nu dezvoltă căldură cînd se leagă de granula minerală. Deplasarea apei peliculare de la o granulă minerală

la alta se face direct prin pelicule, fără a mai trece în stare de vapori. Ea se face pe cale osmotică, de la pelicula mai groasă la pelicula mai subțire, independent de forța de gravitație. Moleculele de apă mai apropiate de granula minerală sînt atrase mai puternic, din care motiv poartă denumirea de *apă strîns legată*. Cele mai îndepărtate, fiind atrase mai slab, poartă denumirea de *apă slab legată*. Apa strîns legată nu transmite presiune hidrostatică și nu dă proprietăți plastice pămîntului.

Funcție de mărimea interfeței pot exista sisteme macroeterogene și sisteme microeterogene. La orice interfață dintre două medii incomplet miscibile, din cauza tensiunii superficiale a fazei celei mai compacte, se produce o concentrare a particulelor fazei fluide, sub forma unei pelicule mai condensate din faza fluidă. Intensitatea acestor fenomene depinde de : suprafața specifică (mărimea suprafeței unității de masă a granulelor minerale) ; natura mineralogică și chimică a fazei disperse ; natura mediului de dispersie (compoziția sa chimică) ; natura chimică a ionilor din mediul de dispersie.

Valoarea suprafeței specifice este strîns legată de dimensiunile și de forma granulelor minerale. Fenomenele de suprafață cresc în intensitate cu cît granulele sînt mai mici și de forme mai diferite de forma sferică.

Analiza structurii chimice și cristaline a particulelor întîlnite în pămînturi argiloase a explicat cauzele care duc la producerea fenomenelor de suprafață. Din figura 2.4 rezultă că acolo unde rețeaua cristalină a mineralului argilos este întreruptă există sarcini electrice neechilibrate. Întreruperile menționate se află la colțurile și în special la muchiile granulelor minerale, astfel că granula este neechilibrată electric în aceste zone. Această neechilibrare electrică se manifestă în momentul în care granula minerală vine în contact cu apa. Natura electricității pe suprafața de contact este determinată de raportul dintre constanta dielectrică a apei și a mineralului din care este alcătuită granula. În cazul unui raport supraunitar, încărcarea granulei minerale este negativă.

În apa din natură cantonată în pămînt se găsesc electroliți proveniți din sărurile care s-au disociat. Acești ioni vor căuta să neutralizeze granula argiloasă care este neechilibrată electric. Ea va fi încărcată cu sarcini negative (constanta dielectrică a mineralului argilos este de 5 ... 8) și va căuta să atragă din mediul înconjurător cationi, care vor înconjura granula minerală ca un nor. Din cele arătate rezultă că natura activității de suprafață poate fi reprezentată simplificat printr-o atracție electrică în jurul granulei minerale. Cîmpul electric depinde de constanta dielectrică a celor două medii, potențialul său purtînd denumirea de *potențial termodinamic*, care are valoarea maximă la suprafața granulei minerale. Din acest motiv, forțele de atracție au aici valoarea maximă. Aceste forțe de atracție se exercită și asupra moleculelor de apă care alcătuiesc mediul de dispersie, deoarece moleculele de apă sînt polare (fig. 3.12). Cationii fiind puternic atrași își pierd mișcarea termodinamică atunci cînd sînt într-o poziție mai apropiată de granula minerală, din care motiv poartă denumirea de *cationi strîns legați* sau *strat fix de contraioni*. Acești cationi sînt hidratați tot datorită polarității apei. Rezultă că în pelicula de apă strîns legată sînt cuprinse moleculele de apă atrase de granula minerală și moleculele

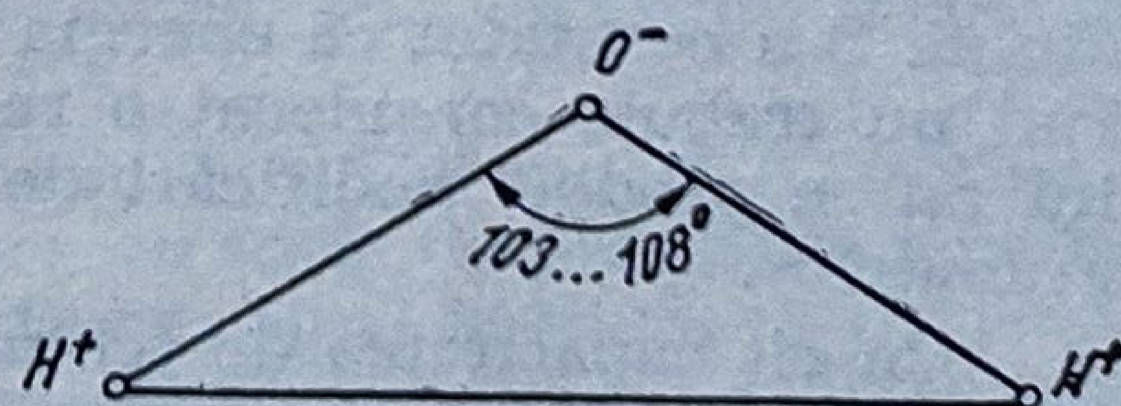


Fig. 3.12. Dipol de apă.

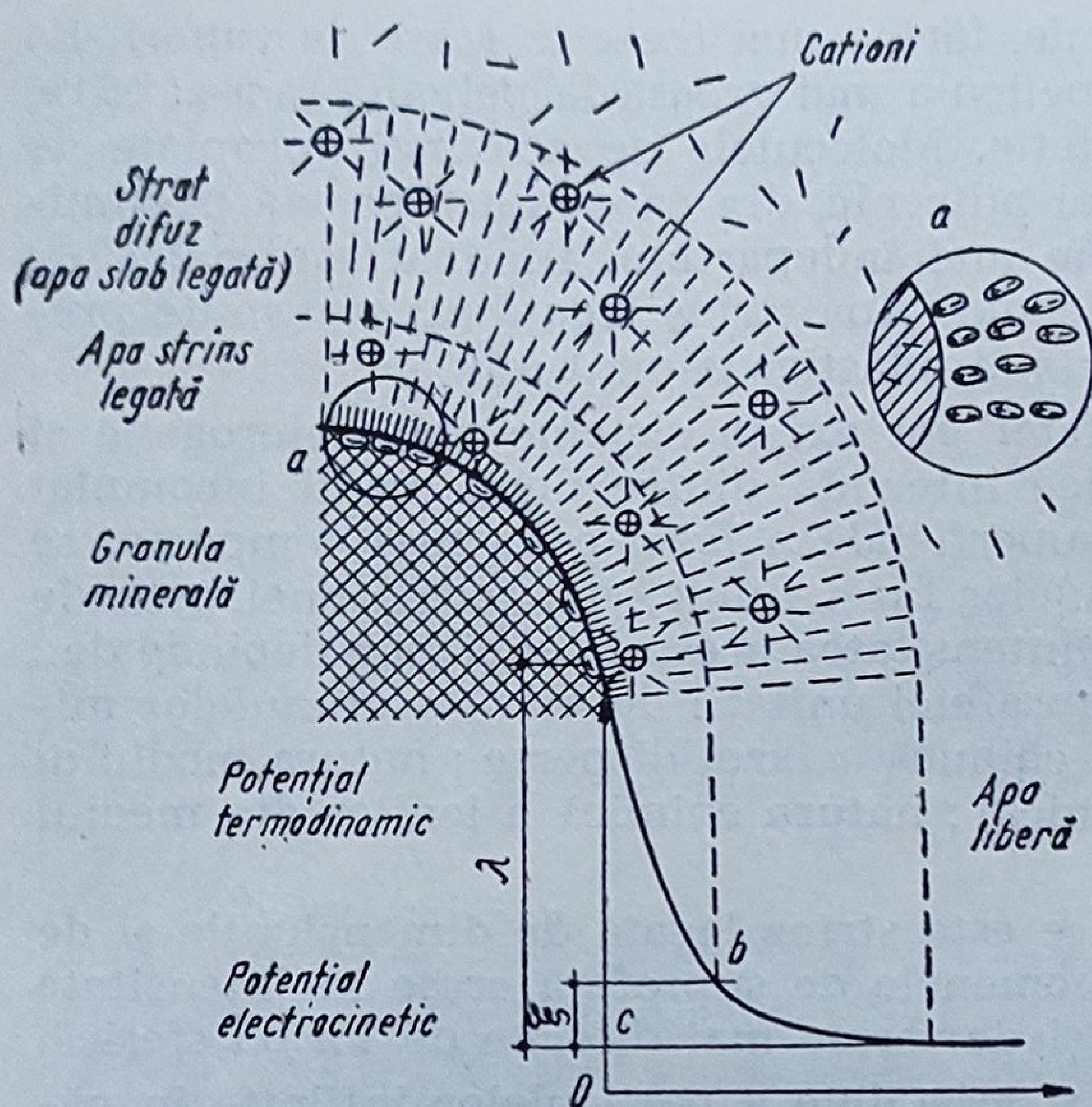


Fig. 3.13. Complexul de adsorbție.

de apă ale cationilor hidratați. Prin atracția cationilor din stratul fix de contraioni, o parte din energia granulei minerale este consumată, astfel că la limita acestui strat valoarea potențialului rămîne mai mică, el purtînd denumirea de potențial *electrocinetic*. Acest potențial disponibil atrage la rîndul său alți cationi și alte molecule de apă. El scade cu distanța de la granulă, ceea ce face ca pentru cationii situați la distanță mai mare, imobilizarea prin aceste forțe de atracție să fie mai mică. Acești cationi poartă denumirea de *stratul difuz de ioni,* iar apa din stratul corespunzător al peliculei, apă slab legată. La limita zonei de atracție pelicula de apă legată fizic se termină. Spațiul dintre granula argiloasă și limita pînă la care se resimt forțele de atracție poartă denumirea de *atmosferă ionică*. Complexul alcătuit din ionii adsorbiți și moleculele de apă poartă denumirea de *complex de adsorbție* (fig. 3.13). Ionii de semne contrarii, asemănîndu-se cu plăcile unui condensator electric, au condus la denumirea acestui fenomen, *dublu strat electric*.

Cantitatea de ioni adsorbiți determină grosimea atmosferei ionice și, prin urmare, grosimea totală a peliculei de apă adsorbită. Această cantitate depinde de : potențialul de ioni de hidrogen liberi ai mediului de dispersie (pH) ; natura ionilor adsorbiți ; originea geologică a argilei.

Ea se exprimă în miligrame de ioni echivalenți la 100 g de pămînt. Cu cît cationii au valență mai mare, cu atît grosimea stratului este mai mică. Aceasta se poate reprezenta prin șirul $H<Ca<Mg<K<Na$.

În cazul argilei, șirul poate fi schematizat sub forma caolinit<illit< montmorillonit.

Cu cît lichidul este mai puțin polar, conținutul de molecule din complexul de adsorbție scade și se micșorează și grosimea stratului difuz.

Prezența unui anumit tip de ioni în complexul de adsorbție nu este definitivă. În anumite cazuri este posibilă înlocuirea unui ion din complex cu alt ion, fenomenul fiind denumit *schimb de ioni*.

Capacitatea de schimb este condiționată de compoziția mineralogică și de structura cristalină, de granulozitatea fazei solide și de pH-ul mediului. S-a constatat că energia de schimb crește cu valența. Schimbul de ioni nu trebuie considerat o reacție chimică, deoarece prin manifestarea lui nu se produc modificări de compoziție chimică a substanței solide a granulelor.

Cu cît capacitatea de schimb este mai mare, cu atît proprietățile pămîntului depind într-o mai mare măsură de modificările factorilor fizico-chimici ai mediului înconjurător.

Prin adsorbție de Ca^{++} și Mg^{++} se obțin următoarele schimbări în comportarea pămîntului : se reduce hidrofilitatea, scade contracția și umflarea, se reduce sensibilitatea la acțiunea apei.

Prin adsorbție de Na^{+} se obțin următoarele schimbări în comportarea pămîntului : cresc învelișul de apă adsorbită și impermeabilitatea pămîntului.

Alți factori care pot modifica complexul de adsorbție sînt cîmpul electric sau magnetic și temperatura.

Sub acțiunea unui cîmp electric, cationii din complexul de adsorbție vor fi antrenați spre catod, fenomen denumit *electroosmoză*, în timp ce granula minerală va avea tendința de a se deplasa spre anod, fenomen denumit *electroforeză*.

Variația de temperatură duce la variația energiei cinetice a ionilor și a dipolilor, ceea ce are drept urmare variația grosimii peliculei de apă adsorbită. Datorită acestei variații a grosimii de apă adsorbită apare o mișcare a apei peliculare între zonele cu pelicule de grosime diferită, denumită migrație, fenomenul fiind cunoscut sub noțiunea de *termoosmoză*.

Filmul de apă legată are o grosime cuprinsă obișnuit între 0,25 ... 0,50 μm, iar greutatea ei specifică variază între 1,2 și 2,4. Ea poate prelua tensiuni de alunecare. Constanta dielectrică este de 2,2 și temperatura de îngheț —78 °C.

Unii specialiști au denumit complexul format din apa higroscopică și apa strîns legată, *apă moleculară*. Cantitatea de apă care depășește cantitatea de apă moleculară este apa slab legată. Apa slab legată îngheață la temperaturi situate sub —1,5 °C.

Complexul format din granulă și pelicula de apă strîns și slab legată alcătuiește o *micelă*. Teoria care consideră argilele alcătuite din micele poartă denumirea de *teoria micelară a argilelor*. Prin această teorie se pot explica o serie de fenomene specifice argilelor, cum sînt : plasticitatea, contracția și umflarea, precum și tixotropia.

3.2.2.3. **Apa liberă.** Apa liberă poate exista în pămînt sub forma de apă capilară și de apă gravitațională.

Apa capilară. Spre deosebire de apa legată fizic, care este sub influența unui cîmp de forțe de natură electromoleculară și a cîmpului gravitațional, apa capilară este sub influența forțelor de tensiune superficială și a cîmpului gravitațional. Datorită forțelor de atracție exercitate de solid și a tendinței lichidului de a avea o suprafață de contact cît mai redusă față de aer, în tuburi de diametre mici apar fenomene la suprafețele de separație solid-lichid și lichid-aer, care se manifestă prin forțe de tensiune superficială. Golurile din pămînt pot fi asimilate cu tuburi avînd un diametru neregulat. Din cauza fenomenului menționat apa se ridică în aceste goluri dacă ele nu depășesc un anumit diametru. Ținînd seama de apariția fenomenelor capilare, în pori de anumită mărime, aceștia pot fi clasificați din acest punct de vedere în :

— pori supracapilari, cu goluri avînd un diametru mai mare de 0,508 mm. În acești pori apa circulă ușor numai sub influența forței de gravitație ;

— pori capilari, cu diametrul cuprins între 0,508 mm și 0,0002 mm. În acest caz forțele capilare își fac echilibru cu forța de gravitație, apa în pori se mișcă foarte încet și numai sub acțiunea unei presiuni ;

— pori subcapilari, cu diametrul mai mic de 0,0002 mm, în care apa este reținută prin forțe de adsorbție, împiedicînd deplasarea apei în pori.

Datorită forţelor de tensiune superficială apa se ridică în tubul capilar pînă cînd se stabileşte un echilibru între forţele de antrenare capilară şi greutatea coloanei de lichid. Înălţimea coloanei de lichid din tubul capilar a fost denumită *înălţime capilară*. Coloana de lichid este limitată la partea superioară de o suprafaţă denumită *menisc*.

În terenul de fundare, capilarele se prezintă sub forme şi dimensiuni neregulate. Apa se ridică în ele, preferînd canalele de diametre mici şi închizînd aerul acolo unde diametrele sînt mai mari. Porii din imediata apropiere a nivelului apei subterane vor fi umpluţi complet cu apă. Pe măsură ce creşte înălţimea ei vor fi umpluţi din ce în ce mai mult cu aer. Aceasta se explică prin faptul că pe măsura apropierii de suprafaţă, greutatea coloanei de apă devine din ce în ce mai mare şi învinge forţele de tensiune capilară, ea reuşind să se menţină numai acolo unde există raze mici de curbură. De asemenea, la suprafaţa meniscurilor are loc uneori un proces de evaporare, care face să se piardă apa din pori.

Factorii principali care determină înălţimea la care se ridică apa în teren sînt mărimea porilor şi dispoziţia acestora.

Distribuţia apei capilare pe verticală este arătată în figura 3.14. În nisipuri şi prafuri, capilarele nu sînt continue şi nici de acelaşi diametru. În argile există apă capilară pe lîngă apa legată. Aici înălţimea capilară reală este mai redusă în realitate decît cea calculată teoretic, deoarece apa legată împiedică deplasarea apei capilare în golurile mici. Într-un pămînt se distinge o valoare maximă şi una minimă pentru ascensiunea capilară din cauza neregularităţii dimensiunilor capilarelor, precum şi funcţie de modul în care s-a stabilit înălţimea coloanei capilare prin ascensiune sau prin coborîre (fig. 3.15). Din acest motiv, la scăderea nivelului apelor subterane, meniscul poate să rămînă pe loc sau poate să se rupă mai jos de

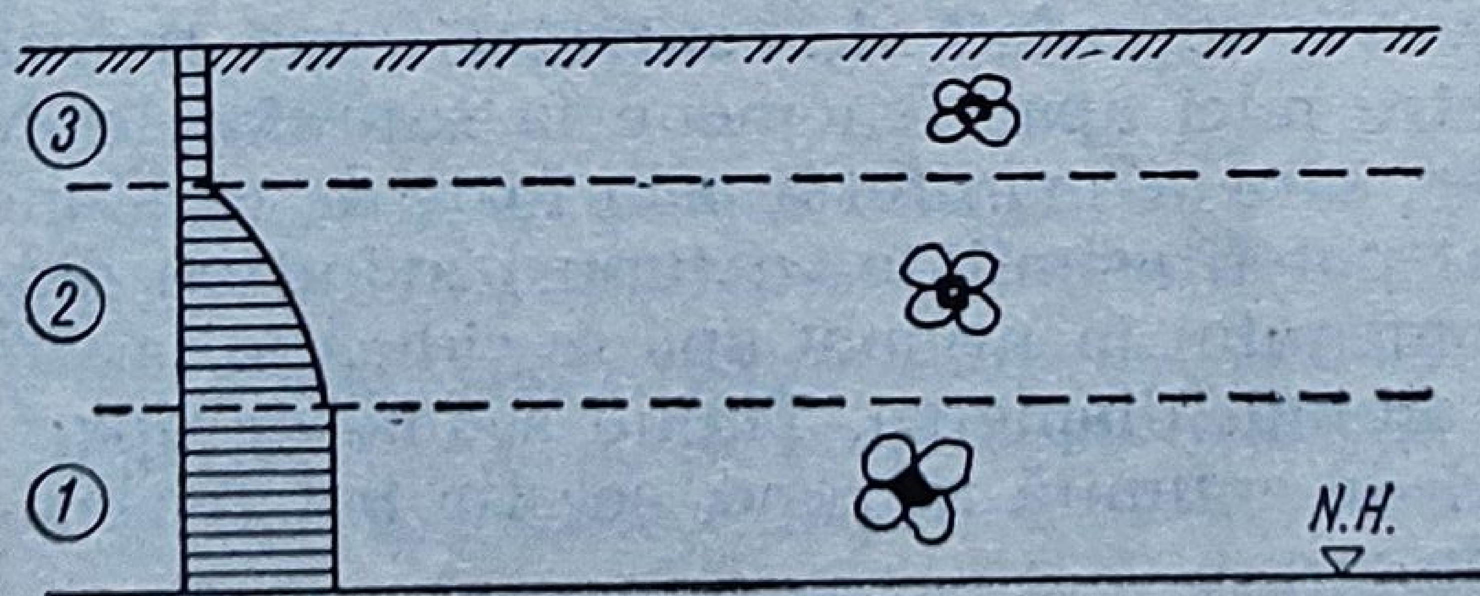


Fig. 3.14. Distribuţia apei capilare pe verticală : *1* — zona de saturare capilară; *2* — zona de saturare capilară parţială; *3* — zona apei capilare de contact.

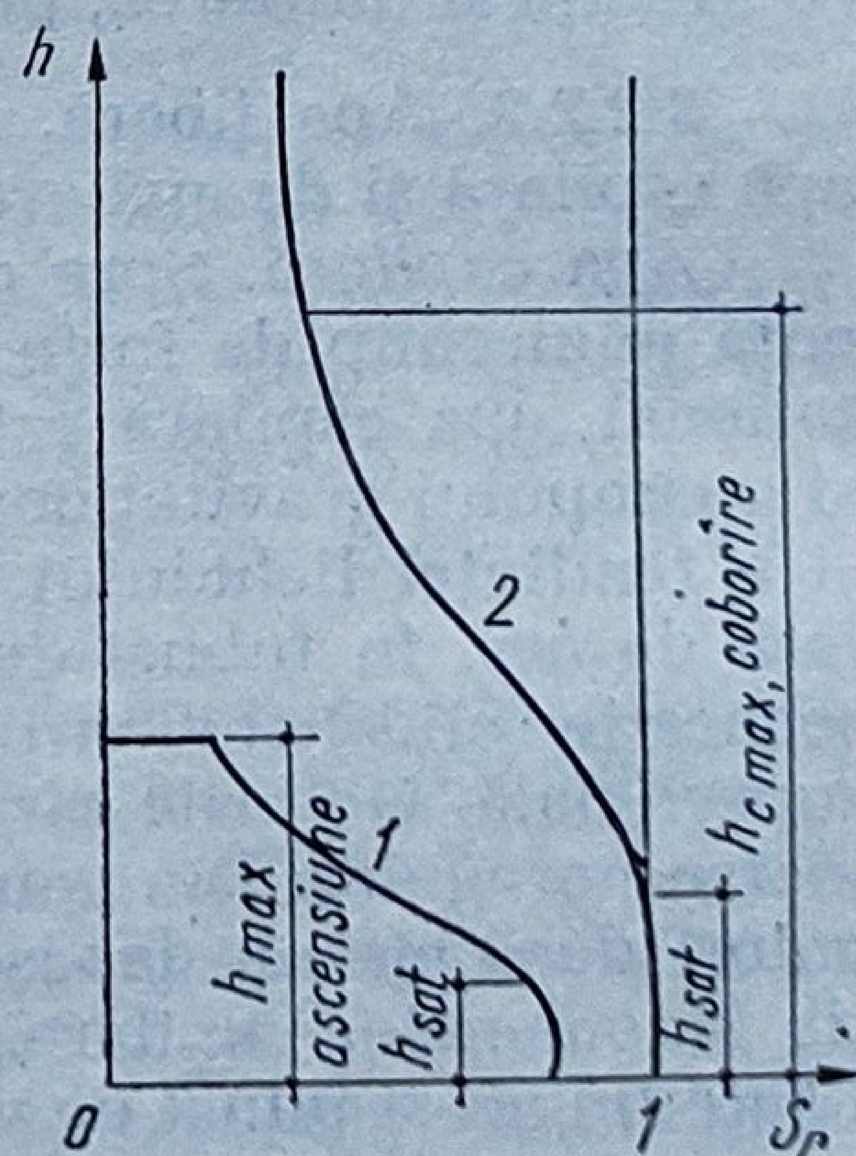


Fig. 3.15. Înălţimea de ascensiune capilară h funcţie de gradul de umiditate S_r : *1* — înălţime capilară în cazul ascensiunii apei în capilare; *2* — înălţimea maximă de menţinere a apei capilare în cazul coborîrii nivelului apei freatice.

meniscuri, în dreptul porilor mari. În acest caz, coloana de apă capilară se termină și în partea de jos tot cu un menisc. În acest fel ia naștere *apa capilară suspendată*. Invers, la creșterea cantității de apă în capilar pot să apară bule de aer închise în masa de apă (fig. 3.16).

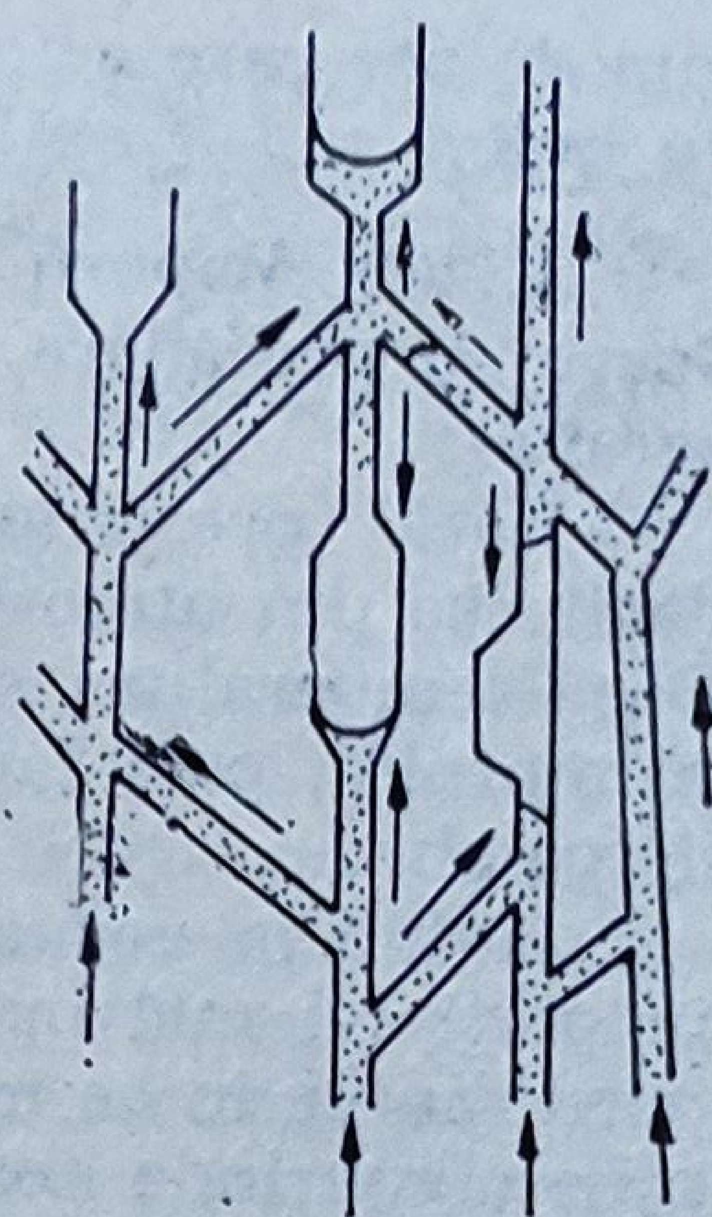


Fig. 3.16. Bule de aer închise în pămînt prin ascensiunea apei capilare.

Apa gravitațională umple porii și golurile mari formînd uneori chiar pungi de apă. Ea se deplasează în pămînt sub acțiunea forței de gravitație și a presiunilor hidrostatice și hidrodinamice. Ea are proprietățile cunoscute ale apei din natură ; nu este chimic pură ci conține săruri dizolvate și de multe ori substanțe în stare coloidală. Prin disocierea sărurilor cu care vine în contact ea poate avea o reacție acidă sau bazică, funcție de valoarea *p*H ce o caracterizează. În cazul apei acide valoarea *p*H este mai mică decît 7, iar la apa bazică mai mare decît 7. Apa cu *p*H egal cu 7 este neutră.

3.2.3. FAZA GAZOASĂ

În pămînt, gazele se găsesc în spațiul neocupat de apă dintre granulele minerale. Ele sînt constituite din vapori de apă, bioxid de carbon, azot și oxigen.

Din punct de vedere al legăturii care poate exista între gaze și granulele minerale, ele pot fi adsorbite sau libere. Gazele din goluri pot comunica sau nu cu atmosfera. Gazele care comunică cu atmosfera au temperatura și presiunea zonei vecine din atmosferă. Dacă presiunea și temperatura atmosferei variază sau dacă se aplică o încărcare care tinde să reducă porozitatea pămîntului aceste gaze părăsesc cu ușurință golurile dintre granulele minerale. Gazele care nu comunică cu atmosfera, denumite gaze închise, se întîlnesc de obicei în pămînturile fin dispersate și prin prezența lor influențează pămînturile în ceea ce privește comportarea lor sub acțiunea încărcărilor. Ele reduc capacitatea pămînturilor de a permite trecerea unui lichid prin ele.

Efectul principal al bulelor de gaz din pori constă în formarea suprafețelor libere a apei în golurile dintre granule sub forma unor meniscuri. Prin aceasta apar forțe de tensiune superficială în pori care modifică proprietățile mecanice ale pămîntului ce conține aceste bule de aer.

3.2.3.1. **Aerul din pămînt** poate fi solvit în apă, cantitatea de aer solvit, în volum, față de volumul de apă fiind funcție de temperatură (scade cu creșterea ei) și presiune (crește cu creșterea ei). În cazul scăderii presiunii din lichid, o parte din aerul și gazele solvite se degajează din lichid și formează bule care se lipesc de suprafața granulelor minerale. În afară de aer, în pămînt pot să apară și alte gaze ca urmare a unor reacții chimice. Închiderea aerului în golurile din pămînt poate să apară și în urma saturării incomplete a acestuia sau a degajării lui din lichidul în care a fost solvit. Prin scăderea presiunii în apă, în afară de degajarea unui vo-

lum de aer care a fost solvit, are loc și dilatarea celui existent sub formă de bule.

3.2.3.2. **Vaporii de apă.** Apa sub formă de vapori într-un pămînt apare cu precădere în zona de contact al acestuia cu atmosfera (zona de aerație).

Dacă presiunea vaporilor din interiorul pămîntului este mai mare decît cea din atmosferă se produce evaporarea apei din porii pămîntului. Dacă temperatura scade se produce condensarea vaporilor din interiorul pămîntului, prin faptul că vaporii din aer cu presiune mai mare pătrund în pămînt.

Avînd în vedere cele arătate rezultă că uscarea pămîntului va începe în porii cei mai mari, cu apa gravitațională, urmată de apa capilară din porii din ce în ce mai fini. Pe măsura evaporării apei din pori, cînd acest proces cuprinde apa legată și distruge echilibrul osmotic, începe procesul deplasării apei legate din porii mai mici înconjurători spre centrele de evaporare. Procesul de evaporare fiind neuniform, forțele de contracție sînt repartizate, de asemenea, neuniform în volumul de pămînt, ceea ce duce la fragmentarea lui. În condiții naturale procesul începe de la suprafața terenului, deplasîndu-se foarte încet în adîncime, porii saturîndu-se rapid cu vapori de apă. Aceasta are ca rezultat faptul că evaporarea se încetinește brusc sau se întrerupe aproape complet. Acest fenomen explică de ce sub un strat subțire de pămînt argilos uscat, la o mică adîncime se menține în decursul unui timp îndelungat starea plastică a aceluiași pămînt. Contracțiile provocate de evaporare pot fi asimilate cu efectul unor tensiuni ce se exercită asupra volumului de pămînt.

Prin fragmentarea pămîntului apar crăpături care măresc suprafața frontului de uscare, ușurînd evaporarea.

Un pămînt uscat în contact cu aerul va absorbi umezeala din el pînă cînd se va realiza un echilibru între apa conținută în pămînt și tensiunea vaporilor din aer. Variația umidității funcție de tensiunea relativă a vaporilor poate fi reprezentată grafic prin izotermele de sorbție și desorbție. Creșterea presiunii vaporilor în aer duce la creșterea umidității în pămînt. Curbele reprezentînd izotermele de sorbție și desorbție se folosesc în practică pentru stabilirea proporției volumului porilor avînd diferite dimensiuni, ele fiind caracteristice pentru un pămînt dat.

În cadrul fazei gazoase din pămînt prezintă interes cunoașterea umezelii relative a aerului din pori φ_w, definită ca raportul dintre concentrația vaporilor la o umiditate dată c_w și la saturație $c_{v\,sat}$, respectiv presiunile de vapori. Ea se poate calcula cu relația

$$\varphi_w = \frac{c_w}{c_{w\,sat}} = \frac{p_v}{p_{v\,sat}}.$$

3.2.4. GHEAȚA ÎN PĂMÎNT

Efectele înghețului diferă funcție de cantitatea de apă din pămînt și de caracteristicile interacțiunii care se manifestă între apă și faza solidă. Schimbarea proprietăților pămîntului provocată de îngheț se datorește nu numai deosebirilor calitative între apă și gheață ci și fenomenelor legate de creșterea umidității din zona înghețată și de umflarea pămîntului provocată de formarea cristalelor și a lentilelor de gheață, care au drept consecință o schimbare a structurii pămîntului, mărindu-i afînarea.

Dezghețul duce la scăderea rezistenței pămîntului, chiar sub valoarea avută înainte, explicată prin creșterea umidității și distrugerea structurii sale. Rezultă tasări mari și refulări sub încărcări, precum și fenomene de instabilitate a versanților și a taluzurilor.

Înghețarea apei în pămînt are loc la temperaturi ce depind de forma de apă respectivă. Apa liberă îngheață la o temperatură ceva mai scăzută decît 0 °C, datorită substanțelor solvite în ea.

Apa în capilare îngheață la temperaturi cu atît mai reduse cu cît capilarul are un diametru mai redus (la $\varnothing=0{,}06$ mm, $t°=-18{,}5$ °C).

Moleculele de apă legate în cîmpul electric al granulei minerale au altă orientare decît moleculele de apă din cristalul de gheață. Datorită acestui fapt este necesară o scădere de temperatură cu atît mai mare cu cît forțele de hidratare sînt mai puternice. Din acest motiv înghețarea apei legate începe cu apa slab legată și continuă cu apa care este legată mai puternic, oprindu-se în momentul în care temperatura nu mai poate produce înghețarea apei mai puternic legată de forțele de hidratare. Prin aceasta are loc o deshidratare și o concentrare a ionilor din stratul difuz în paralel cu schimbul de ioni din soluția din pămînt.

Răcirea în natură duce doar la înghețarea apei slab legate. Cu cît pămîntul conține mai multe fracțiuni de praf cu atît cantitatea de apă rămasă neînghețată este mai mică, deoarece aceste fracțiuni dau o cantitate mare de apă slab legată, care trece ușor în gheață. La pămînturile argiloase se mai adaugă și alți factori, și anume compoziția mineralogică a fazei solide, natura chimică a cationilor adsorbiți din stratul difuz și reacția apei din pămînt.

S-a stabilit faptul că odată cu înghețul are loc o migrație a umidității care duce la formarea unor lentile de gheață. Formarea lentilelor este cu atît mai redusă cu cît granulele constituente ale pămîntului sînt mai mari, cu cît înghețarea are loc mai repede și cu cît este mai redusă umiditatea sa inițială. Dacă alimentarea lentilelor de gheață se produce fără ca umiditatea generală să crească rezultă un *sistem închis*. Dacă umiditatea crește, sistemul se numește *sistem deschis*. Umiditatea suplimentară provine din stratele situate sub izoterma 0 °C din pămînt, care, în anumite condiții permit ca apa situată sub această izotermă ce este încă în stare lichidă să alimenteze stratele superioare. S-a constatat că la un pămînt avînd o umiditate în jurul limitei de plasticitate w_p, dezvoltarea unor lentile de gheață aproape că lipsește. La umidități mai importante ea este mai mare, în lentile de gheață trecînd o cantitate mai mare de apă. La o temperatură negativă mică și la o viteză de înghețare redusă trece în gheață o cantitate mai mare de apă, ea fiind atrasă mai ușor spre lentilele de gheață. Datorită acestui fapt, nu numai alcătuirea pămîntului determină intensitatea fenomenului de formare a lentilelor de gheață, dar și variația temperaturii. La o înghețare repetată s-a observat că se formează mai intens lentilele de gheață. Succesiunea proceselor de îngheț-dezgheț duce la o afînare a terenului care trece dintr-un sistem închis într-un sistem deschis.

Între cristalul de gheață care apare inițial într-un por oarecare al pămîntului și particulele vecine de pămînt se menține o peliculă de apă legată, care nu îngheață decît parțial la o temperatură negativă mai joasă. Deci, îngheață numai partea periferică, ceea ce face ca forțele de atracție electromoleculară ale particulei minerale să devină parțial neechilibrate prin subțierea ei. Aceasta are ca urmare atragerea apei spre pelicula sub-

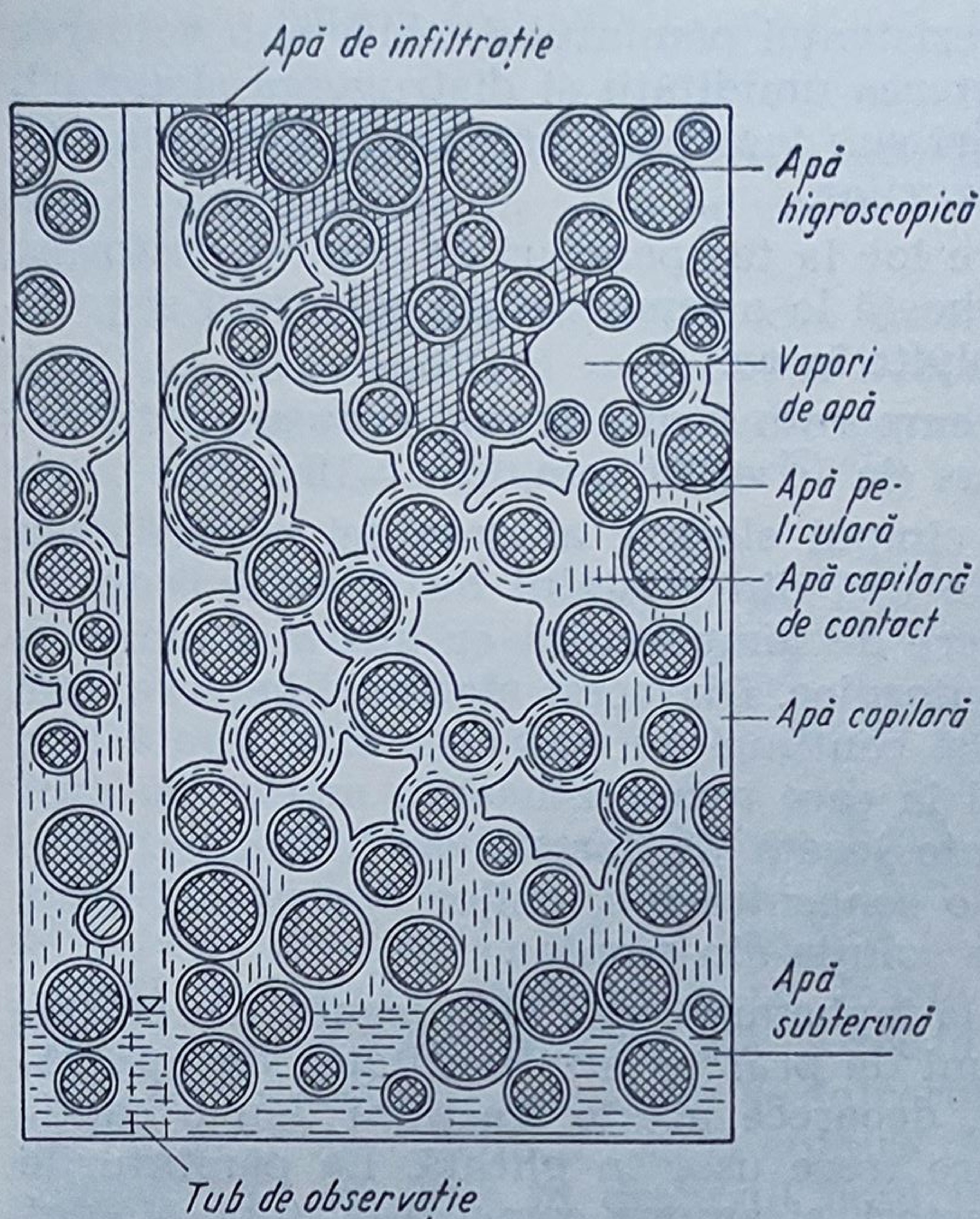


Fig. 3.17. Formele de apă în pămînt care asigură formarea lentilelor de gheață.

țiată, a apei din peliculele de hidratare mai groase din zonele care încă nu au fost cuprinse de îngheț (termoosmoză). Apa trece în gheață datorită forțelor de cristalizare, care avînd o rază de acțiune foarte mică, își exercită influența numai în imediata apropiere a cristalului. Aceasta face ca ele să declanșeze numai fenomenul, acesta dezvoltîndu-se ulterior prin atragerea apei din zona neînghețată prin intermediul apei peliculare. Circulația apei în pelicule este condiționată de viscozitatea ei. La pelicule foarte subțiri viscozitatea este foarte mare. La un pămînt îndesat și o viscozitate redusă aceste forțe sînt insuficiente pentru a da naștere la o deplasare sesizabilă a umidității și formarea lentilelor de gheață este mai mică sau chiar inexistentă. Condițiile cele mai avantajoase de formare a lentilelor de gheață apar atunci cînd, în afară de apă legată, în porii pămîntului există și apă liberă. În acest caz, particulele care se deshidratează își completează ușor peliculele lor de apă din apa capilară și din cea gravitațională. În figura 3.17 se arată în mod schematic o secțiune printr-o zonă de pămînt, cu formele de apă existente în el, din care reiese clar această posibilitate de migrare a apei.

Din cele arătate rezultă că există o temperatură optimă de formare a lentilelor de gheață, la care pelicula are o grosime suficient de mare ca rezistența la deplasare să nu crească prea mult. Adîncimea maximă de la care apa poate fi atrasă spre zona de formare a lentilelor de gheață poartă denumirea de *adîncime de alimentare*.

Formarea lentilelor de gheață duce la producerea unor denivelări ale suprafeței terenului, denumite umflături de îngheț. În afară de aceasta, creșterea volumului lentilelor de gheață produce distrugerea structurii inițiale a pămîntului, iar creșterea umidității prin migrarea apei spre aceste lentile înrăutățește calitățile constructive ale pămîntului.

3.2.5. PROPRIETĂȚILE PĂMÎNTULUI ÎN RAPORT CU APA

3.2.5.1. **Plasticitatea.** Existența apei în pămînt influențează asupra proprietăților acestuia. Funcție de ordinul lor de mărime, granulele minerale care alcătuiesc un pămînt, pot fi inerte față de apă sau superficial active. Primele sînt granule minerale rezultate în decursul procesului de eroziune fizică și eroziune chimică slabă, celelalte sînt rezultatul unei ero-

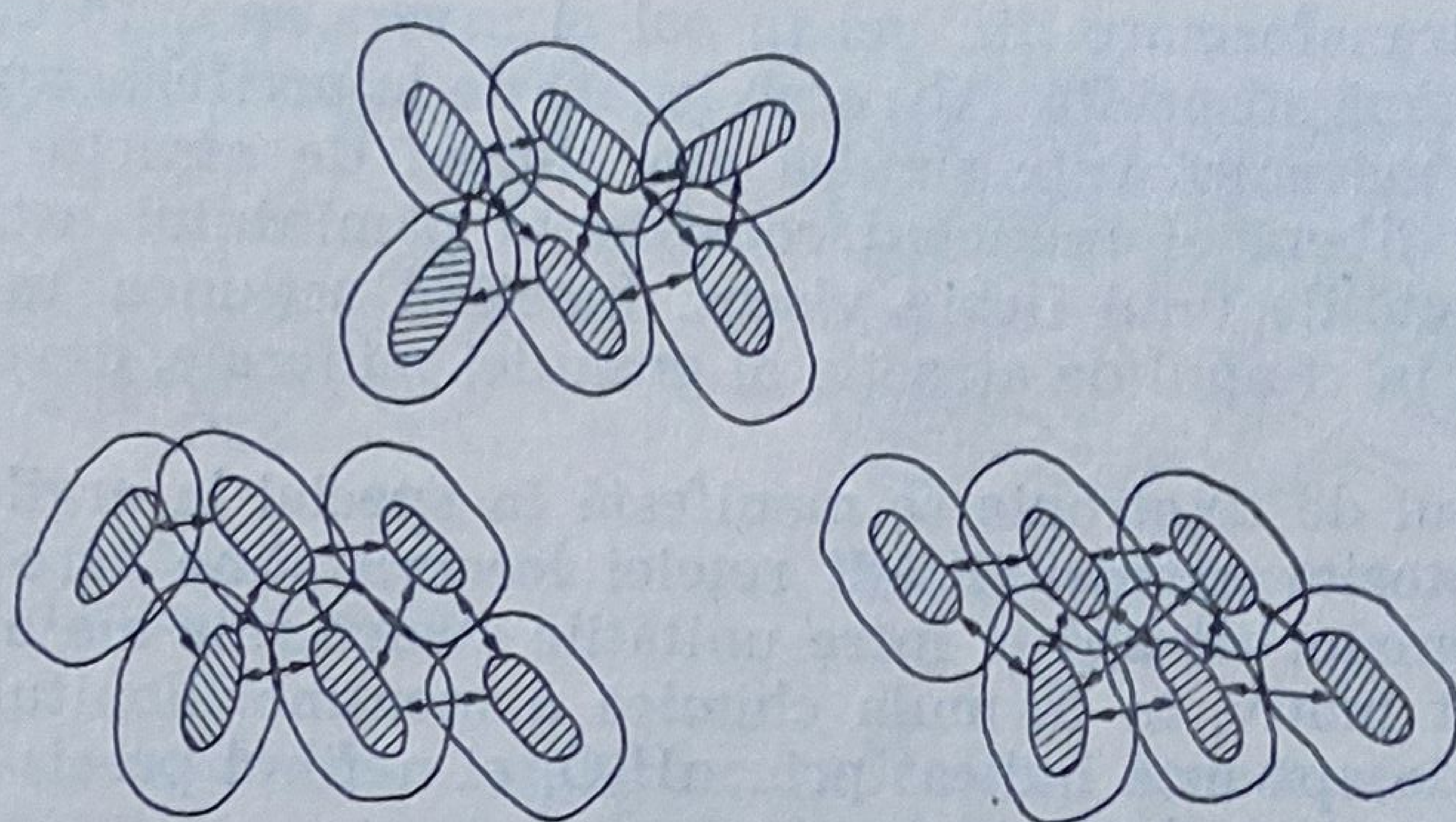


Fig. 3.18. Plasticitatea argilelor.

ziuni chimice puternice, cu transformarea mineralelor principale în minerale secundare. Datorită existenței apei peliculare, pămînturile care au rezultat din eroziune chimică intensă se caracterizează printr-o mare finețe a granulelor care le compun și au structuri agregate.

Proprietatea pămînturilor coezive (argiloase și prăfoase) aflate în anumite limite de umiditate de a se deforma ireversibil sub acțiunea forțelor exterioare fără variația volumului și fără apariția unor discontinuități în masa lor poartă denumirea de *plasticitate*. Această proprietate se datorește fracțiunii foarte fine (argiloase) din pămînt înconjurată de apa peliculară. În figura 3.18 se poate observa cum pelicula de apă adsorbită asigură continuitatea masei prin refacerea contactului dintre pelicule în cazul unei deplasări reciproce a granulelor minerale.

3.2.5.2. **Contracție-umflare.** S-a constatat că variația cantității de apă conținută într-un pămînt de granulație fină (argilos) are drept consecință o variație a volumului acestuia. Această variație de volum are loc numai dacă cantitatea respectivă de apă depășește o anumită valoare. Cînd apa este în cantitate mică, evaporarea ei din pămînt nu mai este însoțită de o schimbare de volum, meniscurile apei capilare se rup și pămîntul își schimbă culoarea. Din punct de vedere practic această variație de volum funcție de conținutul de apă prezintă un interes foarte mare, deoarece ea poate antrena în mișcare și construcția care este amplasată pe un astfel de pămînt. Contracția de volum se datorește acțiunii forțelor capilare și a forțelor care se dezvoltă datorită prezenței peliculelor de apă adsorbite, precum și din cauza structurii microcristaline a mineralelor argiloase. Pămînturile care prezintă acest fenomen într-o măsură mai mare se denumesc pămînturi cu umflări și contracții mari.

La umeziri și uscări succesive variația de volum este neuniformă, deoarece prin evaporări intense intră aer în porii capilari. S-a constatat că micșorarea volumului probei nu este egală cu volumul de apă evaporat, deoarece porii rămîn plini cu vapori de apă saturați. De asemenea, s-a văzut că umiditatea inițială influențează scăderea de volum a probei.

3.2.5.3. **Tixotropia.** Tixotropia este un fenomen care se întîlnește la pămînturile cu un conținut bogat în fracțiuni fine (argiloase). În chimia coloidală prin tixotropie se înțelege proprietatea pe care o au unele sisteme coloidale de a se lichefia sub influența unei acțiuni mecanice și de a trece din starea de gel în stare de suspensie. După încetarea acțiunii mecanice are loc restabilirea stării inițiale, sistemul coagulează treptat și trece înapoi în gel.

Această transformare din gel în sol și invers se datorește existenței peliculelor de apă adsorbită. Apa slab legată de la periferia apei peliculare, sub acțiunea mecanică este smulsă din cîmpul de atracție al particulei devenind apă liberă și reducînd consistența pămîntului astfel că acesta capătă proprietățile unui lichid vîscos. Încetînd acțiunea mecanică, apa trece din nou în cîmpul de atracție al granulei minerale, devenind iar apă slab legată.

Fenomenul de tixotropie se manifestă în special la argilele montmorillonitice, datorită extensibilității rețelei lor cristaline care permite adsorbția moleculelor de apă și între unitățile structurale ale acestei rețele.

Din acest motiv, în formula chimică a montmorillonitului, numărul de molecule de apă este indicat prin nH_2O, el nefiind precis și depinzînd de condițiile specifice de zăcămînt.

Grosimea mare a peliculei de apă adsorbită ca și lungimea mare a punților de legătură dintre granulele lamelare sub care se prezintă acest mineral, facilitează lichefierea bruscă dar reversibilă a acestui material sub acțiunea vibrațiilor sau a șocurilor. Acest fenomen este folosit la realizarea pereților turnați în pămînt sub protecția noroaielor de foraj, care posedă proprietatea de tixotropie.

3.2.5.4. **Deplasarea apei în pămînt.** Apa gravitațională din scoarța pămîntului poate să se afle în stare de repaus sau de mișcare. Această mișcare a apei din pămînt poate avea caracterul unei curgeri pe distanțe mari, în care caz a căpătat denumirea de *filtrație*, sau se poate manifesta printr-o redistribuire a umidității din pămînt pe distanțe relativ reduse, în care caz a fost denumită *migrație*.

Cauzele care determină mișcarea sînt : forța de gravitație, presiunile din apă, forțele de adsorbție, gradienții de temperatură, evaporația, curentul electric continuu, presiunea gazelor din pămînt, forțele capilare.

În legătură cu mișcarea apei în pămînt se poate defini o proprietate importantă a acestuia, și anume, de a lăsa un fluid să treacă prin porii săi, denumită *permeabilitate*. Cantitatea de fluid care trece depinde de mărimea golurilor pe care le are pămîntul, de temperatură, de viscozitatea și de natura lichidului. Din punctul de vedere al permeabilității se disting roci permeabile și roci impermeabile. Permeabilitatea unui pămînt se poate referi la un volum mic, în care caz poartă denumirea de *micropermeabilitate*, sau la un volum mare, în care caz poartă denumirea de *macropermeabilitate*.

Straturile din scoarță care conțin apă subterană poartă denumirea de *strate acvifere*. Elementele caracteristice mișcării apei în pămînt pot fi variabile în timp.

Mișcarea apei capilare se datorește forțelor care rezultă din fenomenul de umectare. Meniscul care se formează la partea superioară a coloanei capilare are tendința de a-și reduce la minimum suprafața sa. Această suprafață minimă a meniscului corespunde unei arii circulare orizontale ce se produce prin ridicarea centrului meniscului. În momentul în care meniscul se ridică, forțele de umectare acționează imediat asupra conturului meniscului și antrenează în sus acest contur. Fenomenul se repetă ducînd în final la ridicarea apei în capilar pînă cînd greutatea coloanei capilare echilibrează forțele de umectare.

În cazul pămînturilor cu granulație fină (argiloase) deplasarea este provocată și de forțele de atracție care rețin pelicula de apă adsorbită pe suprafața granulelor minerale.

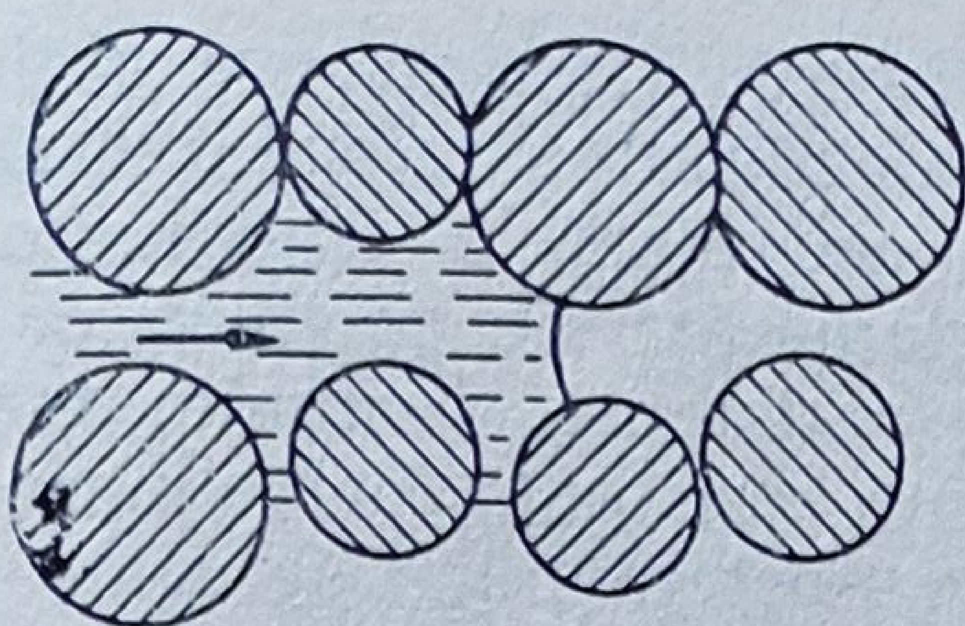


Fig. 3.19. Sucțiunea în cazul pămînturilor necoezive.

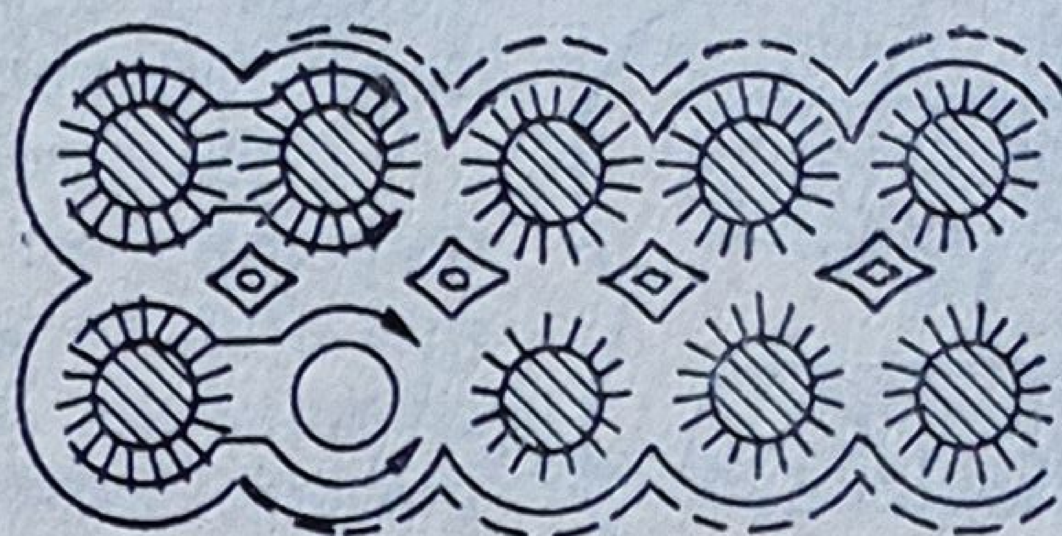


Fig. 3.20. Sucțiunea în cazul pămînturilor coezive.

Acțiunea meniscurilor capilare și a forțelor de atracție electromoleculare au ca rezultat un cîmp de forțe denumite *forțe de sucțiune* (fig. 3.19 și 3.20).

Forțele de sucțiune sînt cu atît mai intense cu cît este mai redusă umiditatea pămîntului, deoarece pentru umidități reduse crește intensitatea forțelor capilare din cauza reducerii razei meniscurilor și sporește cota nesaturată a forțelor moleculare din cauza grosimii reduse a peliculei de apă adsorbită. Mărimea sucțiunii poate varia între valoarea 0, pentru pămînturi saturate cu apă, și zeci de mii de N/cm^2 pentru pămînturile de granulație fină (argiloase) uscate. Intensitatea sucțiunii se exprimă în înălțime echivalentă de coloană de apă, care, fiind foarte mare, s-a convenit a se folosi logaritmul înălțimii echivalente de coloană de apă în cm, mărime denumită *potențial de umiditate* (pF). Datorită sucțiunii, sub suprafețe acoperite așa fel încît să nu fie posibilă evaporarea apei, umiditatea crește pînă la limita la care sucțiunea rămasă nu mai este în măsură să asigure atragerea apei din zonele învecinate.

3.2.6. FORȚELE DE LEGĂTURĂ DIN PĂMÎNT

Un pămînt își păstrează structura care a luat naștere în timpul formării sale sau sub influența proceselor ulterioare ce au avut loc, datorită existenței unor forțe de legătură care acționează în punctele de contact ale granulelor minerale sau microagregatelor din care este alcătuit. Aceste forțe pot fi de natură mecanică, de natură electromoleculară (hidrocoloidală) sau de cristalizare.

Din punctul de vedere al coerenței materialului din care este alcătuit pămîntul se disting pămînturi necoerente, pămînturi legate și pămînturi cimentate.

În cazul structurilor granulare, care sînt lipsite de coerență, forțele de legătură sînt reprezentate prin frecarea care se dezvoltă în punctele de contact, un rol important jucînd și întrepătrunderea și angrenarea reciprocă a granulelor minerale.

În cazul structurilor agregate, legăturile hidrocoloidale sînt generate de însăși natura coloidală a mineralelor argiloase, ele formîndu-se în timpul sedimentării. Aceste legături au fost numite *coeziune* și se pot explica în felul următor : pelicula de apă legată dintre două granule minerale, denumită *pătură de contact,* cuprinde granule care au molecule de apă ce sînt atrase în același timp de ambele granule. Dacă distanța dintre centrele de greutate ale acestora este mai mică decît dublul razelor de atracție, aceste molecule de apă asigură legătura dintre granule (fig. 3.21). Deoarece aceste forțe apar odată cu formarea pămîntului au mai fost de-

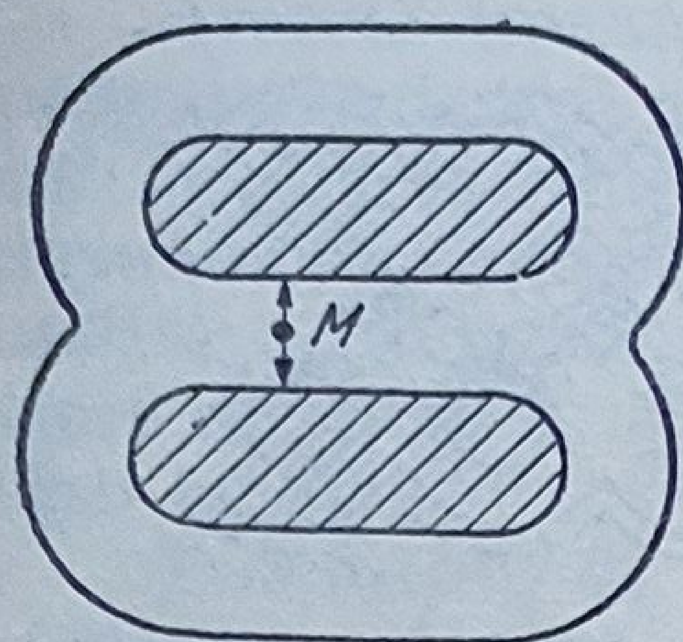


Fig. 3.21. Coeziunea primară (hidrocoloidală).

numite și *coeziune primară*. Ele sînt reversibile, valoarea lor depinzînd de cantitatea de apă din pămînt.

Prin procesul de coagulare a fracțiunilor fin dispersate se obțin aglomerări ale particulelor celor mai fine în glomerule rezistente, denumite *agregate structurale*. Acestea au o rezistență foarte mare și se pot uni între ele dînd naștere unor agregate mari, tot pămîntul căpătînd o *structură glomerulară*. Rezultă că în structurile agregate există legături în cadrul microagregatelor, precum și legături între microagregate. Mărimea forțelor de legătură din cadrul microagregatelor este determinată de gradul de dispersie, de componența mineralogică și de forma granulelor. Mărimea forțelor de legătură dintre microagregate este determinată de fenomenele de adsorbție, de fenomenele capilare și de legăturile de cristalizare.

După trecerea unui anumit interval de timp, în decursul diagenezei și al epigenezei rocilor precuaternare apare la filmele hidrocoloidale fenomenul de îmbătrînire a gelurilor care duce la pierderea flexibilității lor și a capacității lor de a se hidrata și deshidrata. Aceste legături hidrocoloidale trec în legături rigide, se cimentează, formînd niște punți rigide între particule, argila pierzîndu-și proprietățile plastice. Coeziunea nou apărută poartă denumirea de *coeziune de cimentație* sau *coeziune secundară*. Aceste legături de cimentație pot avea numai deformații foarte mici, eventual elastice. Prin deformații foarte mari ce depășesc deformațiile capabile ale legăturilor acestora, ele se distrug în mod ireversibil.

Presiunea capilară provocată de forțele de tensiune superficială din tuburile capilare creează o legătură între granulele minerale la suprafețele de contact dintre ele și apa capilară, denumită coeziune aparentă, care dispare în cazul unui pămînt uscat sau submersat.

CAPITOLUL 4

PROPRIETĂȚILE FIZICE ALE PĂMÎNTURILOR

4.1. INDICI GEOTEHNICI

Pentru a putea găsi soluțiile cele mai corespunzătoare privind modul de fundare a construcțiilor, atît din punct de vedere tehnic cît și economic, este necesar să se cunoască proprietățile pămînturilor din amplasamentul viitoarei construcții.

Pentru aceste proprietăți nu este suficient să se facă doar o apreciere calitativă, este necesar să existe și criterii cantitative. În acest scop a fost necesar să se introducă date numerice care să poată exprima măsura în care un pămînt posedă o anumită proprietate, date care au fost denumite *indici geotehnici*.

Indicii geotehnici se determină fie pe cale experimentală, în laborator sau direct pe teren (in situ), fie prin calcul, pe baza celor determinați direct.

4.2. CARACTERISTICILE DE FAZĂ ALE PĂMÎNTURILOR

Din punctul de vedere al studierii pămînturilor, în general, și în ceea ce privește comportarea lor la diferite acțiuni, în special, prezintă interes cunoașterea rapoartelor dintre volumele fazelor componente. Pentru determinarea tuturor mărimilor utilizate în practică sau în calcule este suficient să se cunoască trei din indicii care reprezintă caracteristicile de fază ale pămînturilor și se determină nemijlocit în laborator, și anume : umiditatea, greutatea volumică a scheletului și greutatea volumică a pămîntului (fig. 4.1).

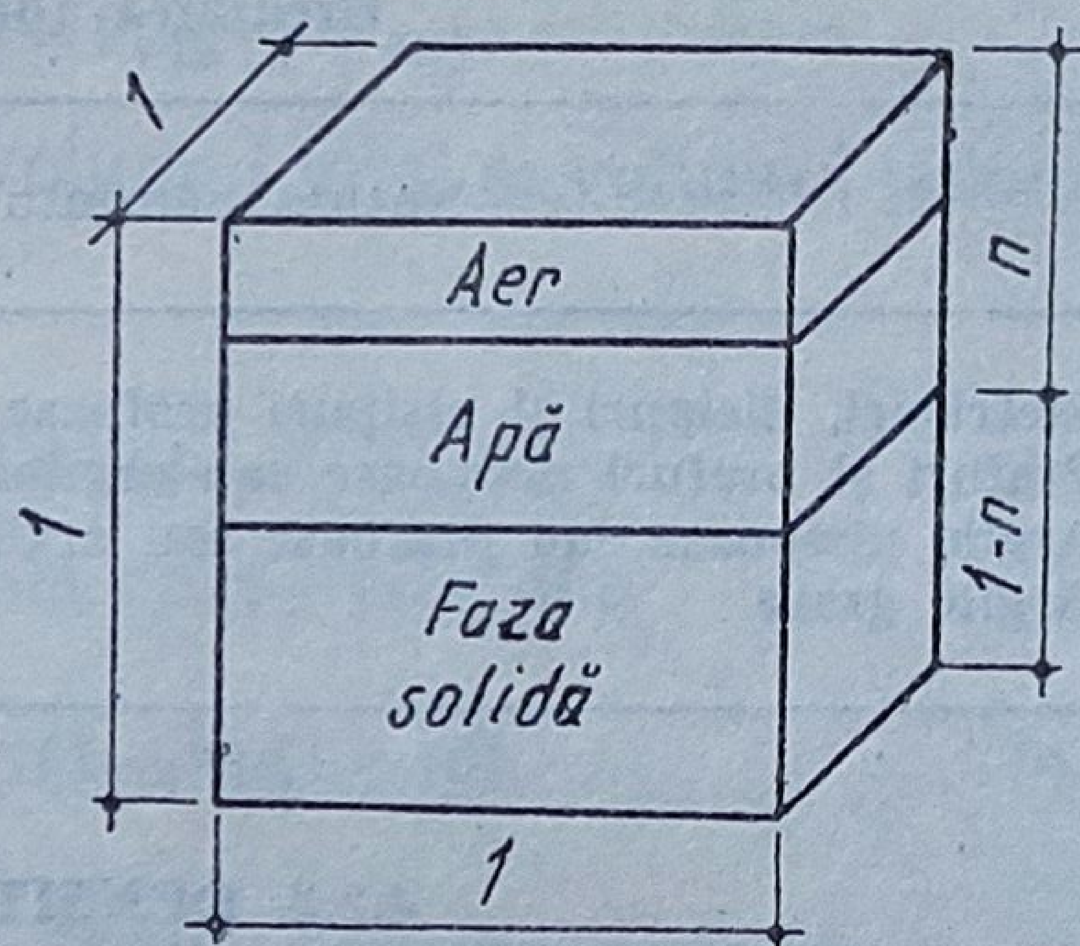


Fig. 4.1. Reprezentarea schematică a fazelor pămînturilor.

4.2.1. UMIDITATEA

Prin umiditate se înțelege cantitatea de apă pierdută prin uscare la o temperatură de 105 °C pînă la masă constantă, raportată la masa uscată a probei. Rezultatul se exprimă în procente. Ea se calculează cu relația

$$w = \frac{M_w}{M_s} 100 \quad [\%], \tag{4.1}$$

în care :

M_w este masa apei din proba de pămînt ;

M_s — masa fazei solide din aceeași probă.

Proprietatea pe care o au unele pămînturi de a absorbi vaporii de apă din aer și a reține apa poartă denumirea de *higroscopicitate*. Higroscopicitatea maximă reprezintă umiditatea maximă adsorbită de pămînt pus într-o atmosferă saturată cu vapori de apă.

Cantitatea maximă de apă moleculară dintr-un pămînt (apa higroscopică și apa peliculară strîns legată) poartă denumirea de *capacitate de absorbție moleculară maximă*. Umiditatea moleculară maximă este raportul dintre această cantitate de apă și masa fazei solide corespunzătoare.

Umiditatea se determină conform STAS 1913/1-73.

4.2.2. DENSITATEA SCHELETULUI PĂMÎNTURILOR

Densitatea scheletului unui pămînt reprezintă masa unității de volum a acestui pămînt. Ea se determină făcînd raportul dintre masa granulelor minerale solide dintr-o cantitate de pămînt și volumul acestor granule (fără golurile din pămînt), obținîndu-se astfel o valoare medie. În practică interesează greutatea unității de volum a acestor granule, denumită *greutatea volumică a scheletului*. Densitatea scheletului se notează cu ρ_s, iar greutatea volumică a scheletului cu γ_s. Între ele există relația

$$\gamma_s = \rho_s g, \tag{4.2}$$

în care g este accelerația gravitației terestre ; γ_s se exprimă în unități de forță pe metru cub, iar ρ_s în unități de masă pe metru cub.

Densitatea scheletului se determină conform STAS 1913/2-76 (tab. 4.1).

TABELUL 4.1

Greutatea volumică a scheletului

Natura pămînturilor	γ_s în kN/m³
Pietrișuri, nisipuri și nisipuri prăfoase sau argiloase	26,5...26,8
Prafuri și prafuri nisipoase sau argiloase	26,8...27,0
Argile nisipoase sau prăfoase sau argile	27,0...27,2
Argile grase	27,2...27,5

4.2.3. DENSITATEA PĂMÎNTURILOR

Densitatea unui pămînt reprezintă masa unității de volum a acestuia. Ea se determină făcînd raportul dintre masa unei probe de pămînt și volumul acestei probe și se notează cu ρ. Aceasta reprezintă densitatea medie a unui volum de pămînt în care au fost incluse și golurile. Ca și la densitatea scheletului se poate determina forța cu care acest volum este atras de forța gravitației și care poartă denumirea de *greutatea volumică a pămîntului*, notată cu γ. Greutatea volumică a pămîntului se determină conform STAS 1913/3-76.

4.2.4. POROZITATEA PĂMÎNTURILOR

Granulozitatea pămîntului și structura sa au drept consecință existența unor goluri în volumul pe care-l ocupă.

Volumul de goluri care există în pămînt poate fi exprimat cu ajutorul unui indice geotehnic denumit *porozitate* și notat cu n :

$$n = \frac{V_p}{V} 100 \quad [\%],$$

în care :

V_p este volumul golurilor din pămînt ;

V — volumul total al pămîntului avînd golurile respective.

Porozitatea se poate calcula din indicii determinaţi în mod direct cu relaţia

$$n = \frac{\gamma_s(1+w)-\gamma}{\gamma_s(1+w)}.$$

Greutatea totală a unui pămînt se compune din greutatea fazei solide, greutatea apei şi a aerului :

$$G = G_s + G_w + G_a.$$

Greutatea apei se poate deduce din expresia umidităţii :

$$w = \frac{M_w}{M_s} = \frac{V_u \rho_w}{V_s \rho_s} = \frac{V_u \rho_u g}{V_s \rho_s g} = \frac{G_w}{G_s},$$

de unde $G_w = w G_s$, iar greutatea aerului se neglijează. Greutatea totală a pămîntului capătă expresia

$$G = G_s + wG_s = G_s(1+w) = V_s \gamma_s (1+w).$$

Volumul fazei solide este diferenţa dintre volumul total şi volumul porilor :

$$V_s = V - V_p,$$

de unde

$$G = \gamma_s (V - V_p)(1+w).$$

Greutatea volumică a pămîntului va fi egală cu $\gamma = G/V$ sau

$$\gamma = \gamma_s \left(1 - \frac{V_p}{V}\right)(1+w) = \gamma_s (1-n)(1+w). \quad (4.3)$$

Un alt indice care reflectă volumul de goluri, denumit *indicele porilor* şi notat cu e este

$$e = \frac{V_p}{V_s},$$

în care V_s este volumul fazei solide din pămînt.

Între indicele porilor şi porozitate există relaţia

$$n = \frac{V_p}{V} = \frac{V_p}{V_s + V_p},$$

de unde

$$n = \frac{e}{1+e} \text{ sau } e = \frac{n}{1-n}. \quad (4.4)$$

4.2.5. UMIDITATEA MAXIMĂ

Atunci cînd pămîntul are toţi porii umpluţi cu apă el poartă denumirea de *pămînt saturat cu apă* sau, simplu, *pămînt saturat*, umiditatea corespunzătoare fiind denumită *umiditate maximă*. Valoarea umidităţii poate fi calculată cu relaţia

$$w_{max} = \frac{G_{w\,max}}{G_s} = \frac{V_{w\,max}\gamma_w}{V_s \gamma_s} = \frac{V_p \gamma_w}{V_s \gamma_s} = e\frac{\gamma_w}{\gamma_s}. \quad (4.5)$$

4.2.6. GRADUL DE UMIDITATE

Pentru a exprima gradul în care porii sînt umpluţi cu apă se foloseşte indicele denumit *grad de umiditate*, notat cu S_r. Acesta se calculează cu relaţia

$$S_r = \frac{w}{w_{sat}} = \frac{w}{\frac{e\gamma_w}{\gamma_s}} = \frac{w\gamma_s}{e\gamma_w}. \qquad (4.6)$$

În tabelul 4.2. se dă clasificarea pămînturilor după gradul de umiditate.

TABELUL 4.2

Clasificarea pămînturilor după gradul de umiditate

Categorii de pămînturi	S_r
Uscat	$\leqslant 0{,}40$
Umed	$>0{,}40 \ldots \leqslant 0{,}80$
Foarte umed	$>0{,}80 \ldots \leqslant 0{,}90$
Practic saturat	$>0{,}90$

4.2.7. GREUTATEA PĂMÎNTULUI ÎN STARE SATURATĂ

Greutatea pămîntului în stare saturată se obţine înlocuind în expresia greutăţii volumice a pămîntului, umiditatea cu umiditatea maximă. Se obţine

$$\gamma_{sat} = \gamma_s (1-n)(1+w_{sat}) = \gamma_s (1-n)\left(1+\frac{\gamma_w}{\gamma_s}\,\frac{n}{1-n}\right).$$

Rezultă

$$\gamma_{sat} = \gamma_s (1-n) + n\,\gamma_w. \qquad (4.7)$$

4.2.8. GREUTATEA PĂMÎNTULUI ÎN STARE USCATĂ

Pentru determinarea relaţiei cu care se poate calcula greutatea pămîntului în stare uscată se egalează cu zero umiditatea din relaţia cu care se calculează greutatea volumică a pămîntului. Se obţine

$$\gamma_d = \gamma_s (1-n). \qquad (4.8)$$

4.2.9. GREUTATEA PĂMÎNTULUI ÎN STARE SUBMERSATĂ

Greutatea pămîntului în stare submersată G' se obţine scăzînd din greutatea pămîntului în stare uscată greutatea volumului de apă dislocuit de volumul fazei solide :

$$G' = G_s - V_s\gamma_w = V_s\gamma_s - V_s\gamma_w = (V - V_p)(\gamma_s - \gamma_w),$$

$$\gamma' = \frac{G'}{V} = (1-n)(\gamma_s - \gamma_w). \qquad (4.9)$$

4.2.10. COMPOZIȚIA GRANULOMETRICĂ

Compoziția unui pămînt din punctul de vedere al mărimii granulelor minerale din care este alcătuit și al proporțiilor în care se găsesc diferitele mărimi se determină prin analiza granulometrică. Metodele aplicate pentru efectuarea analizei granulometrice sînt date în STAS 1913/5-74.

Prin compoziție granulometrică se înțelege proporția în care se găsesc diferitele fracțiuni granulometrice, exprimate în unități de masă, față de masa totală a unui volum de pămînt.

În geotehnică principalele fracțiuni granulometrice sînt :

— fracțiunea argilă, 0 . . . 0,005 mm ;

— fracțiunea praf, 0,005 . . .0,05 mm ;

— fracțiunea nisip, 0,05 . . . 2,0 mm.

În stabilirea compoziției granulometrice a pămîntului se pornește de la ideea că granulele din care este alcătuit acesta se pot separa ușor, fiecare devenind independentă. În realitate, materialul aflat în stare de dispersie conține, pe lîngă elemente independente, și elemente sub formă de agregate, denumite microagregate, care au o rezistență mare la separare, pentru distrugerea acestor microagregate fiind necesare adaosuri peptizante.

Rezultatele analizei granulometrice se reprezintă prin : curbe de frecvență sau histograme, curbe granulometrice și diagrama ternară.

Curba de frecvență (histograma — fig. 4.2) este reprezentarea grafică a procentului în care se găsește o anumită fracțiune granulometrică într-un volum dat de pămînt. Ea se reprezintă într-un sistem de axe care are pe orizontală diametrul respectiv la scară logaritmică (pentru a ușura citirea diagramei la diametre mici) și pe verticală conținutul fracțiunii respective în procente din masa totală.

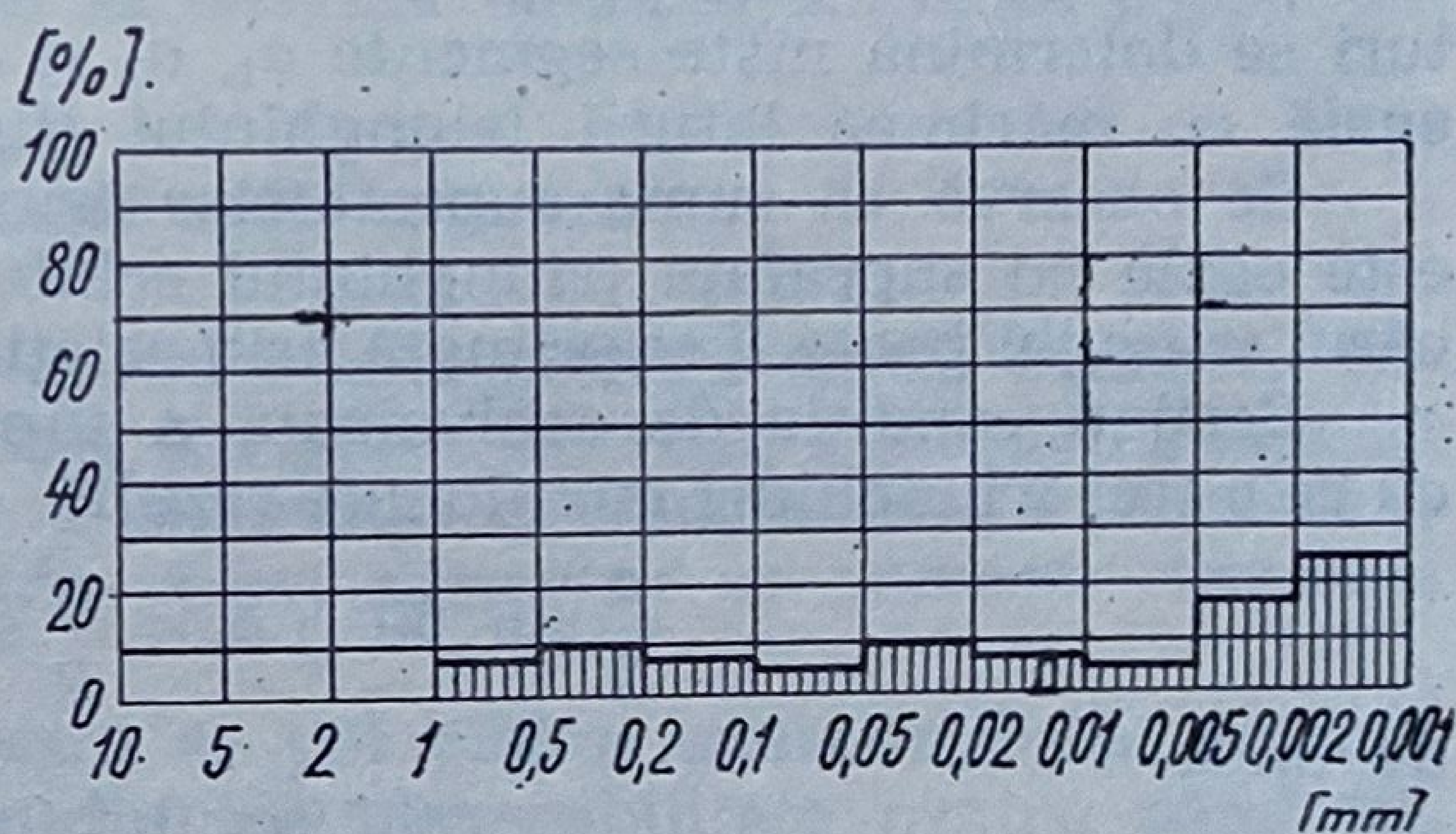


Fig. 4.2. Histogramă.

Curba granulometrică (fig. 4.3) se obține reprezentîndu-se diferitele fracțiuni în același sistem de coordonate cu deosebirea însă că în ordonată se ia conținutul de material mai fin decît granulele de un diametru dat. Ea este curba integrală a histogramei.

Pentru o reprezentare în linii mari a compoziției granulometrice se folosește *diagrama ternară* (fig. 4.4, *a*). Un punct din această diagramă corespunde unei anumite compoziții granulometrice (fig. 4.4, *b*).

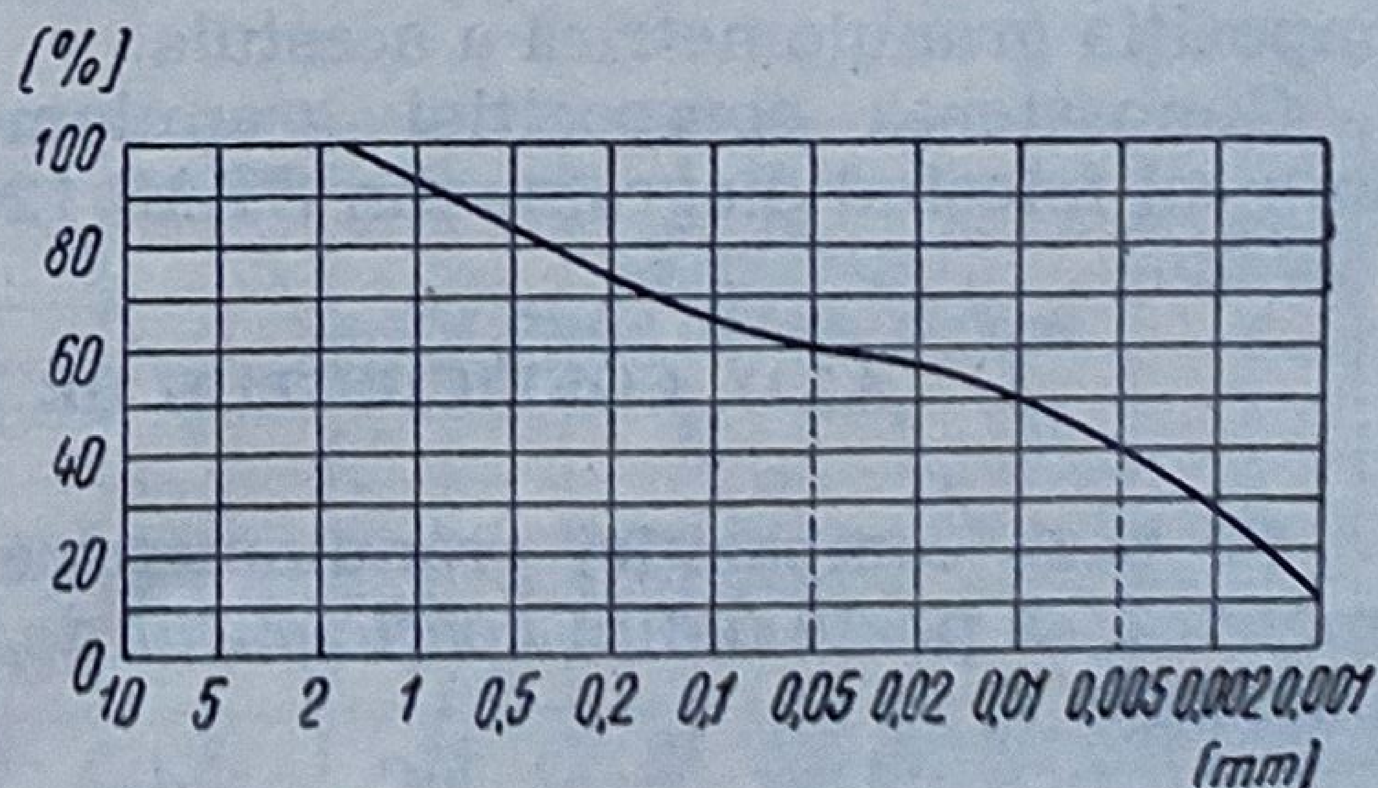


Fig. 4.3. Curba granulometrică.

Dacă într-un triunghi echilateral se fixează un punct și un sens de parcurgere a perimetrului

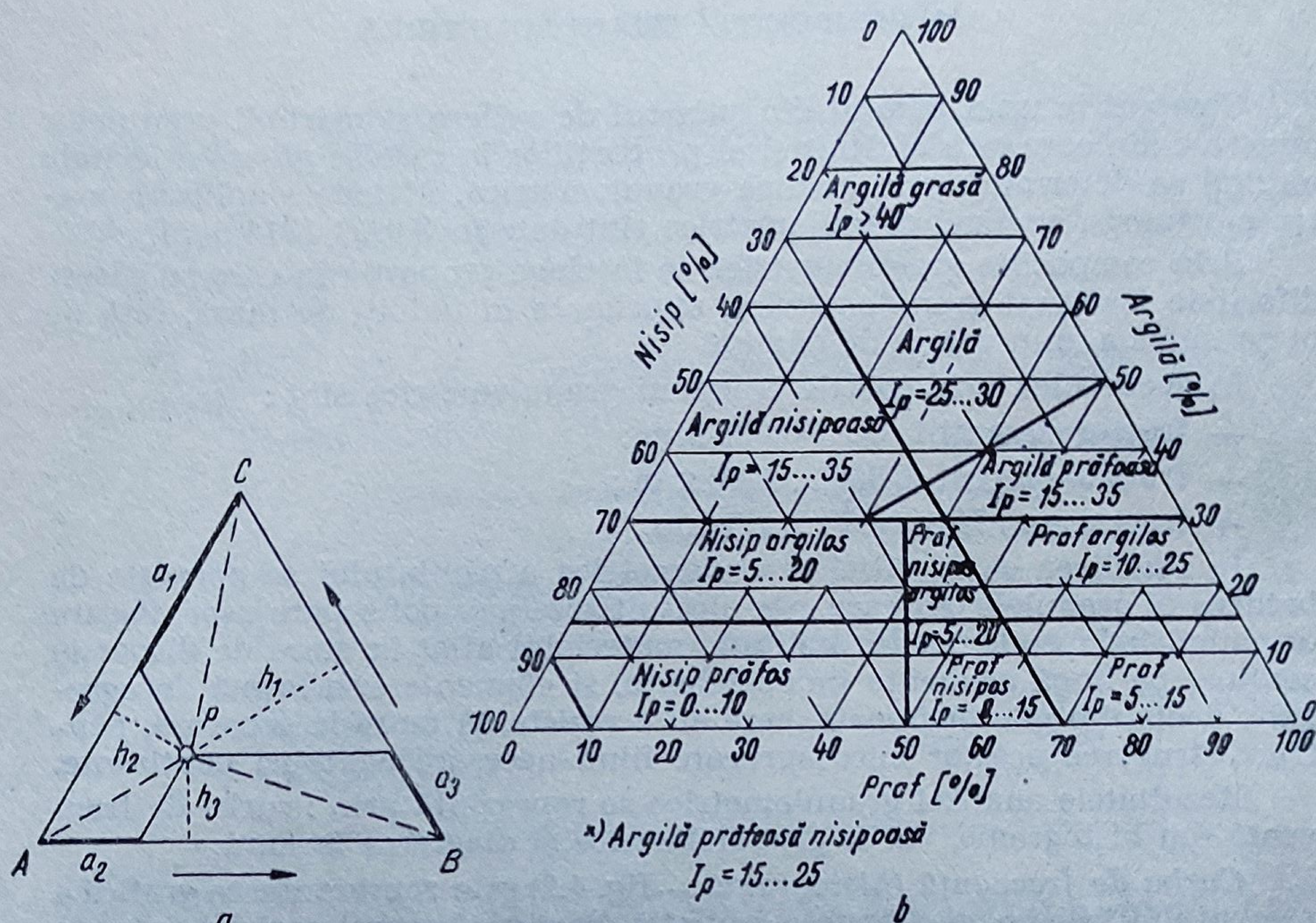


Fig. 4.4. Diagrama ternară:

a — principiul diagramei ternare; *b* — diagrama ternară conform STAS 1243-74.

său și se duc din acel punct paralele la laturile respective, pe aceste laturi se determină niște segmente a_1, a_2 și a_3, suma mărimilor cărora este egală cu mărimea laturii triunghiului (fig. 4.4, *a*).

Se observă că suma suprafețelor triunghiurilor *APB*, *BPC* și *CPA* este egală cu suprafața triunghiului echilateral și că înălțimea h_i a fiecărui triunghi poate fi exprimată prin relația $h_i = a_i \sin 60°$.

Scriind condiția de echivalentă a suprafeței triunghiului echilateral cu cele trei triunghiuri menționate rezultă

$$\frac{a}{2} \sin 60° \sum a_i = \frac{a^2}{2} \sin 60°$$

de unde

$$a = a_1 + a_2 + a_3.$$

Dacă pe cele trei laturi ale triunghiului echilateral se pun cele trei fracțiuni granulometrice care alcătuiesc un pămînt, punctul *P* definește compoziția granulometrică a acestuia.

Cunoașterea compoziției granulometrice permite să se denumească pămîntul folosind diagrama din STAS 1243-74.

4.2.11. COEFICIENTUL DE NEUNIFORMITATE

Pe baza compoziției granulometrice, reprezentată prin curba granulometrică, se poate defini *coeficientul de neuniformitate*, care se calculează cu relația

$$U_n = \frac{d_{60}}{d_{10}}, \qquad (4.10)$$

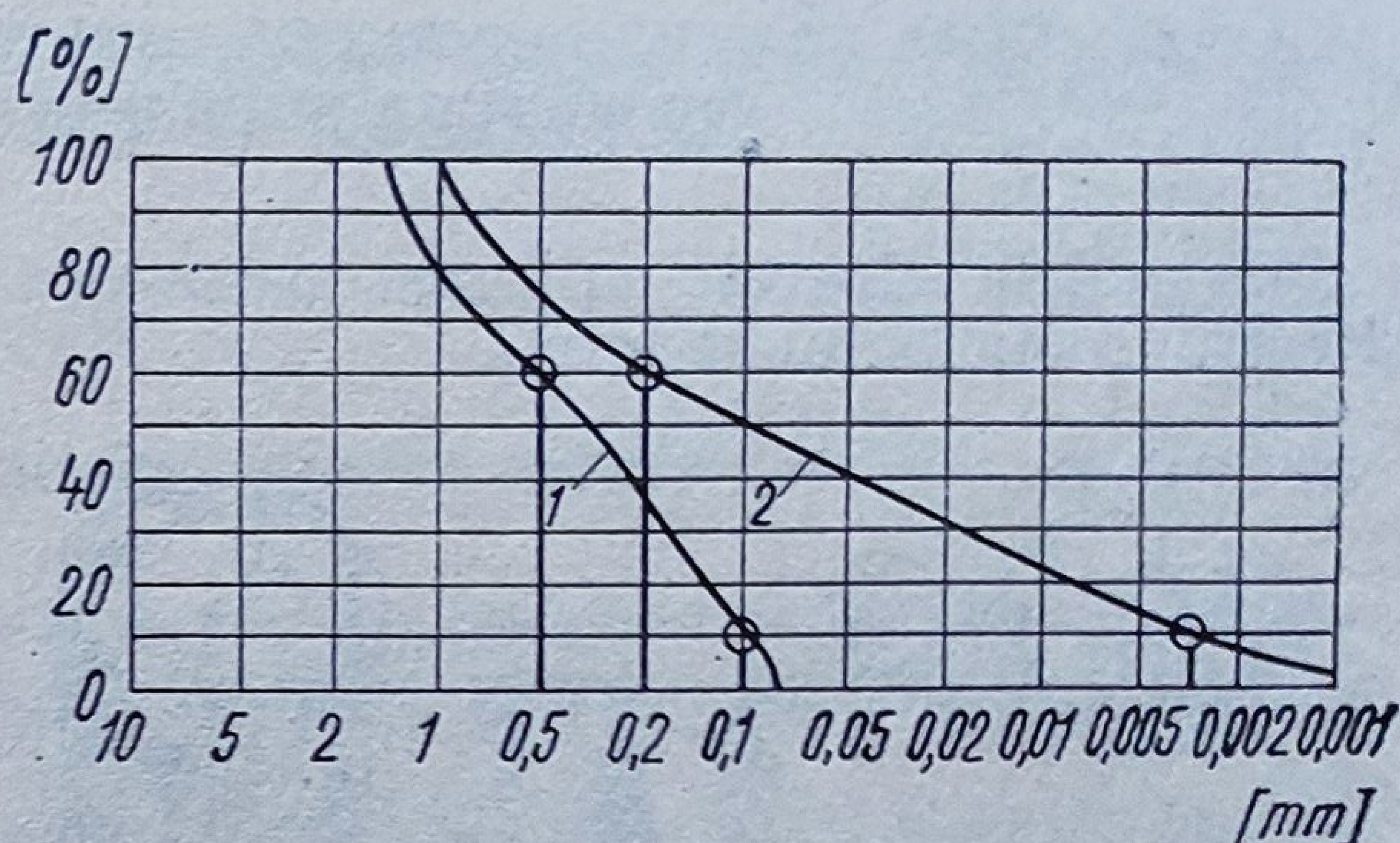


Fig. 4.5. Gradul de neuniformitate:
1 — pămînt uniform; 2 — pămînt neuniform.

în care d_{60} și d_{10} sînt diametrele corespunzătoare procentelor de 60 %, respectiv 10 %, de pe curba granulometrică (fig. 4.5).

În tabelul 4.3 se dă clasificarea pămînturilor din punct de vedere al neuniformității.

TABELUL 4.3

Clasificarea pămînturilor din punctul de vedere al neuniformității

Categorii de pămînturi	Coeficientul de neuniformitate U_n
Pămînturi uniforme	$1 < U_n \leq 5$
Pămînturi de neuniformitate medie	$5 < U_n \leq 10$
Pămînturi neuniforme	$U_n > 10$

4.2.12. DIAMETRUL EFECTIV

Se consideră că un pămînt avînd numai granule cu un diametru corespunzător ordonatei de 10 % are, din punct de vedere hidraulic, aceeași comportare ca pămîntul real de o compoziție granulometrică în care 10 % din volum are același diametru. Acest diametru se numește *diametru efectiv*.

Folosind curba granulometrică se pot obține unele indicații privind ordinul de mărime al coeficientului de permeabilitate pentru pămîntul respectiv (fig. 4.6).

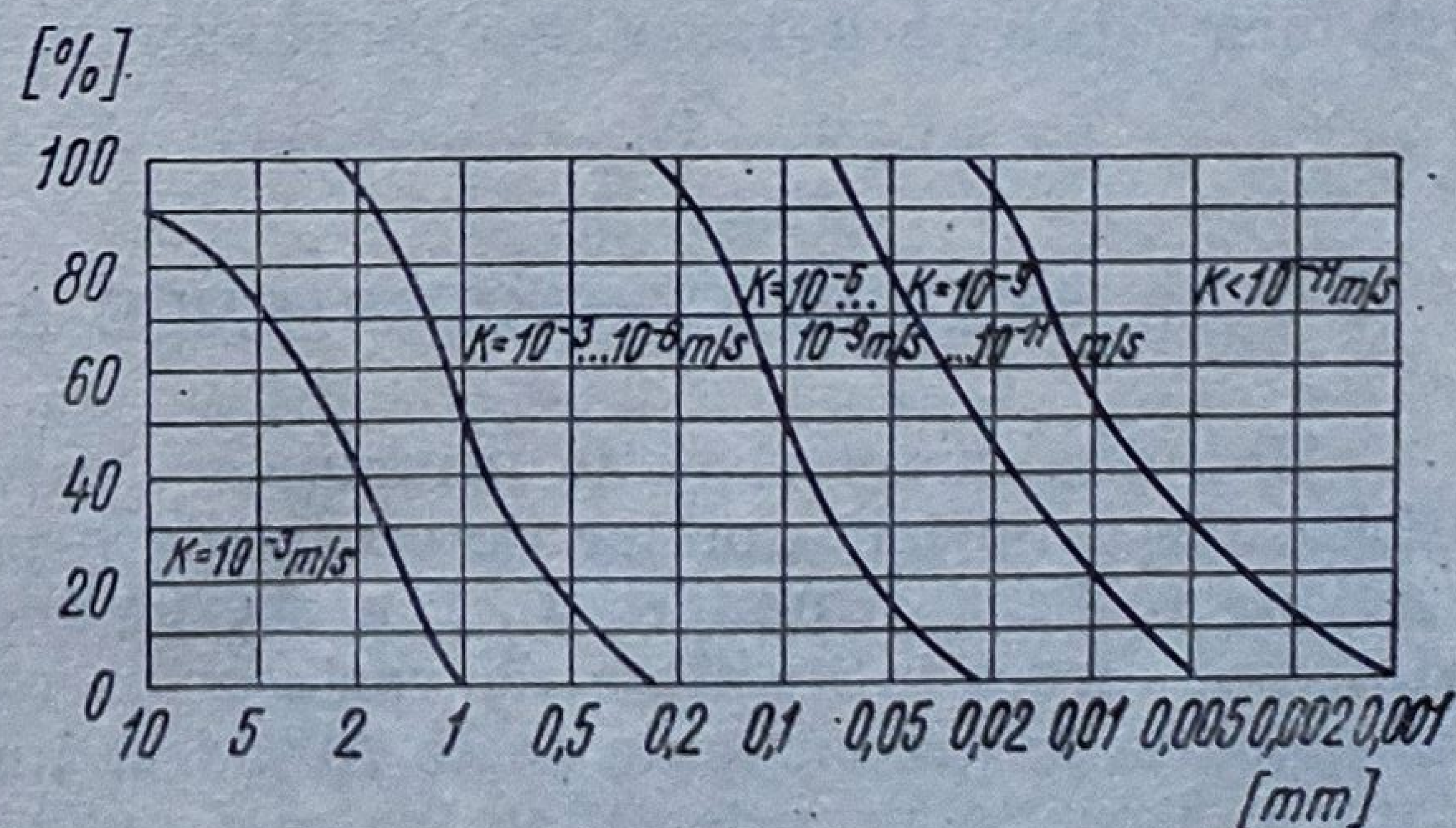


Fig. 4.6. Coeficientul de permeabilitate funcție de compoziția granulometrică.

4.2.13. FORMA PARTICULELOR CONSTITUENTE ALE PĂMÎNTURILOR ȘI NATURA SUPRAFEȚEI LOR

Granulele minerale au forme foarte variate (fig. 4.7), care pot fi definite prin coeficientul de formă.

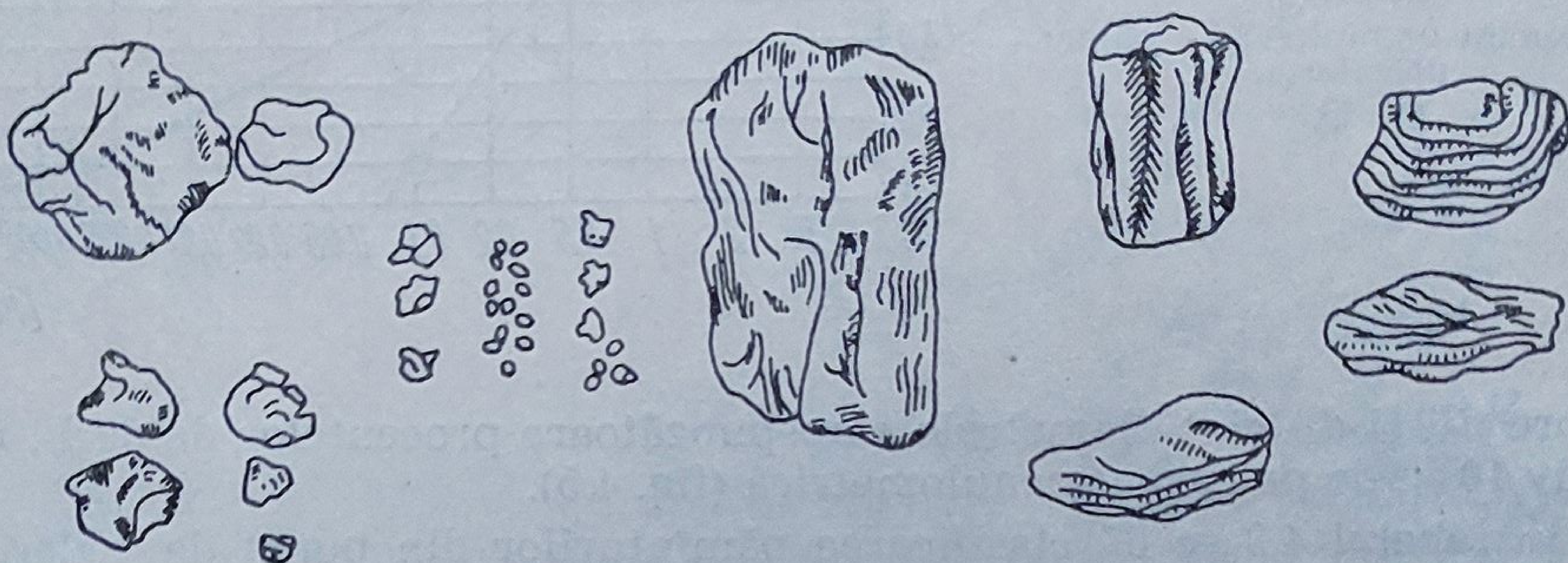


Fig. 4.7. Tipuri de granule solide.

În cazul unei sfere, raportul dintre suprafața ei totală S_t și volumul V se poate scrie aplicînd relația

$$\frac{S_t}{V} = \frac{4\pi R^2}{\frac{4\pi R^3}{3}} = \frac{3}{R} = \frac{6}{D}.$$

Pentru volume de forme diferite de ale sferei, această relație se poate generaliza, scriind

$$\frac{S_t}{V} = \frac{a_f}{a_v} \cdot \frac{1}{D}, \tag{4.11}$$

în care a_f și a_v sînt coeficienți de formă, care se referă atît la suprafața totală a granulei minerale cît și la volumul ei.

Raportul acestor doi coeficienți se poate înlocui cu notația K_f, care este o constantă pentru un corp de o formă dată. Pentru o sferă acest coeficient are valoarea 6. Pentru alte forme el diferă fiind : 6,1 pentru granule rotunjite ; 6,7 pentru granule tocite ; 7,0 pentru poliedre și 7,7 pentru granule aciculare, cu colțuri ascuțite sau granule sub formă de plăcuțe.

Suprafața granulelor minerale poate fi netedă sau cu neregularități sub formă de asperități sau de colțuri ieșinde.

4.3. STĂRILE CARACTERISTICE ALE PĂMÎNTURILOR

Una din caracteristicile principale ale pămînturilor o constituie sensibilitatea proprietăților lor de comportare în raport cu încărcările la variația porozității și umidității. Din acest punct de vedere unele pămînturi sînt mai direct influențate de variația porozității, și anume, pămînturile care conțin în proporție de peste 70% fracțiunea nisip. Altele sînt influențate în variația proprietăților lor mai mult de umiditate (în special pă-

mînturile cu un procent de peste 30 % de fracțiuni argiloase). Suprafața specifică S_{sp} a unui pămînt poate fi calculată cu relația

$$S_{sp}=\frac{a_f}{a_v \rho}. \tag{4.12}$$

Ea poate fi definită ca suprafața totală a unității de masă pentru un anumit pămînt.

Ținînd seama de cele arătate, în cazul nisipurilor se definesc stări caracteristice în funcție de raportul în care se găsește porozitatea lor naturală față de anumite porozități limită.

Stările caracteristice ale pămînturilor argiloase sînt determinate de conținutul lor de apă care determină comportări cu totul deosebite funcție de variația acestuia.

Un alt factor care determină comportarea pămînturilor este alcătuirea lor.

4.3.1. STAREA DE ÎNDESARE A NISIPURILOR

La aprecierea stării de îndesare a nisipurilor cel mai adesea se face referire la porozitățile extreme pe care le-ar putea avea un nisip de o granulozitate dată. Se folosește în acest scop indicele denumit *grad de îndesare* și exprimat prin relația

$$I_D=\frac{e_{max}-e}{e_{max}-e_{min}}, \tag{4.13}$$

în care :

e_{max} este valoarea indicelui porilor care corespunde volumului maxim de goluri pe care îl poate avea pămîntul respectiv ;
e_{min} — valoarea indicelui porilor care corespunde volumului minim de goluri pe care îl poate avea pămîntul respectiv ;
e — indicele porilor pe care îl are pămîntul în stare naturală.

În tabelul 4.4 se dă clasificarea pămînturilor avînd în vedere mărimea gradului de îndesare.

TABELUL 4.4

Clasificarea pămînturilor funcție de gradul de îndesare

Starea de îndesare	Gradul de îndesare I_D
Afînată	$\geq 0,00 \ldots \leq 0,33$
Cu îndesare medie	$> 0,33 \ldots \leq 0,66$
Îndesată	$> 0,66 \ldots \leq 1,00$

În legătură cu îndesarea pămînturilor se poate defini și un indice geotehnic denumit *capacitatea de îndesare* C_i, care se calculează cu relația

$$C_i=\frac{e_{max}-e_{min}}{e_{min}}, \tag{4.14}$$

precum și noțiunea de *grad de compactare*. Gradul de compactare D se calculează cu relația

$$D=\frac{\gamma_d}{\gamma_{d_{max}}}[\%], \tag{4.15}$$

în care $\gamma_{d_{max}}$ este greutatea volumică maximă a pămîntului în stare uscată.

4.3.2. UMIDITĂȚILE CARACTERISTICE ALE ARGILELOR

S-a constatat că pămînturile argiloase se pot prezenta în stări mult diferite funcție de conținutul de apă pe care-l au. Din acest motiv, umiditățile la care apar schimbări în starea pămîntului argilos respectiv au fost denumite *umidități caracteristice*. Se disting din acest punct de vedere următoarele umidități caracteristice :

— limita superioară de plasticitate w_L, care corespunde unei umidități la care pămîntul trece din starea plastică în starea curgătoare ;

— limita inferioară de plasticitate w_P, care este umiditatea ce corespunde trecerii pămîntului din starea tare sau semisolidă în starea plastică ;

— limita de contracție w_S, ce corespunde umidității la care pămîntul trece din starea semisolidă în starea solidă.

Ca mărime numerică aceste trei umidități se află în următoarea ordine : $w_S<w_P<w_L$.

Mărimile w_P și w_L sînt cunoscute de obicei sub denumirea de *limite de plasticitate*, deoarece în intervalul de umidități dintre ele pămîntul se comportă plastic. Mărimea acestui interval se determină prin intermediul *indicelui de plasticitate* (tab. 4.5), care are expresia

$$I_P=w_L-w_P. \tag{4.16}$$

TABELUL 4.5

Clasificarea pămînturilor funcție de plasticitate

Grad de plasticitate	Indicele de plasticitate I_P
Neplastic	0
Plasticitate redusă	$0<I_P\leq 10$
Plasticitate mijlocie	$10<I_P\leq 20$
Plasticitate mare	$20<I_P\leq 35$
Plasticitate foarte mare	$I_P>35$

Mărimea acestor doi indici se determină conform STAS 1913/4-76. Pentru determinarea limitei superioare de plasticitate, denumită și *limită de curgere* se folosește un aparat denumit *cupa Casagrande* (fig. 4.8). Limita superioară de plasticitate se consideră în mod convențional ca fiind umiditatea la care o pastă de pămînt așezată în cupă și în care s-a practicat o tăietură pînă la fundul cupei prezintă închiderea acestei tăieturi pe o distanță de 12 mm după douăzeci și cinci de lovituri obținute prin căderea liberă a cupei de la o înălțime standardizată.

Limita inferioară de plasticitate este umiditatea la care pămîntul își pierde proprietățile plastice, fărîmițîndu-se în urma unei acțiuni de frămîntare, motiv pentru care mai este denumită și *limită de frămîntare*.

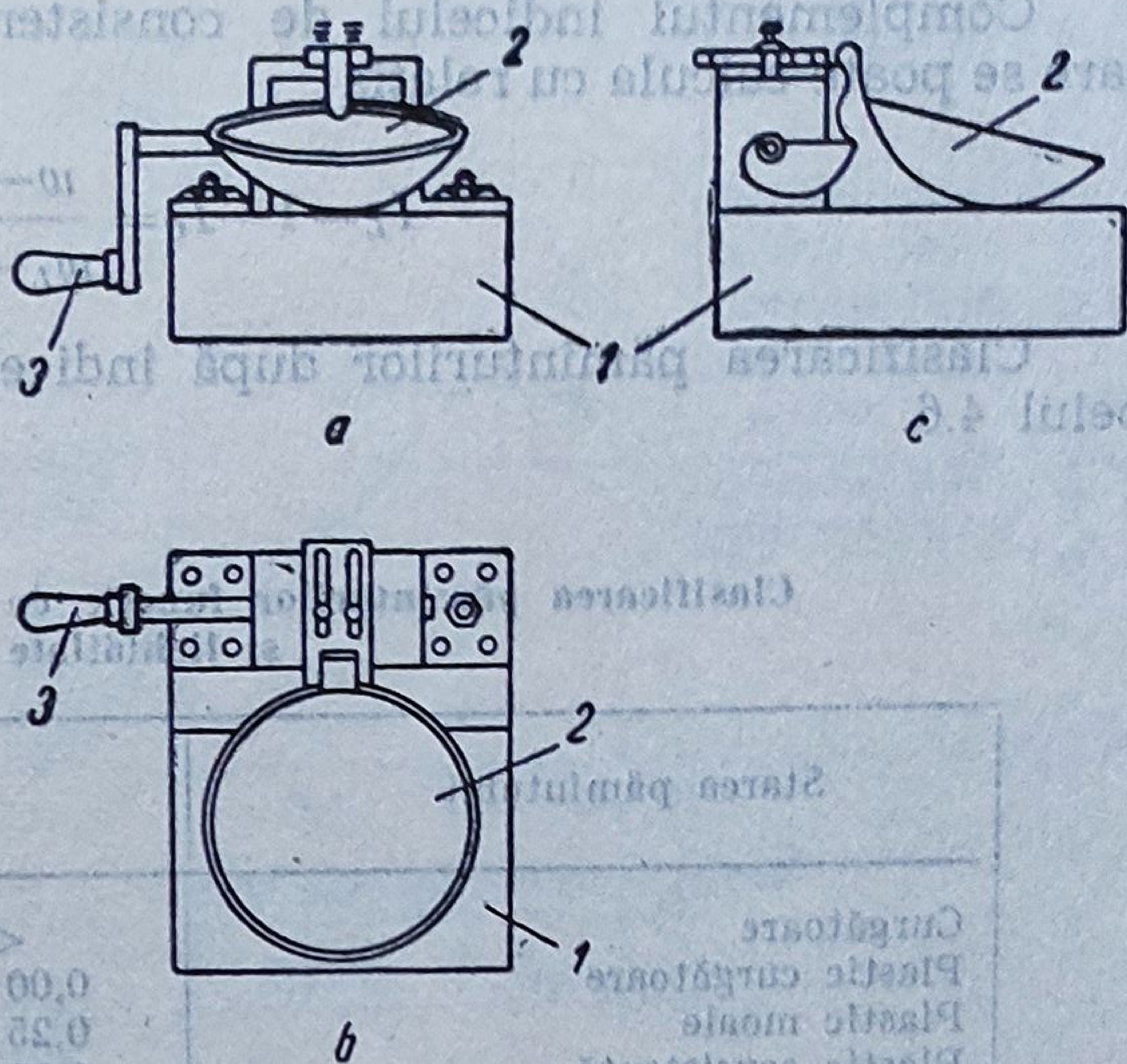


Fig. 4.8. Cupa Casagrande : *a* — elevație; *b* — vedere în plan; *c* — vedere laterală. 1 — suport; 2 — cupă; 3 — manivelă.

S-a constatat că mărimea indicelui de plasticitate poate fi corelată cu conținutul procentual în particule mai mici de 2 µm, valoarea lui crescînd cu conținutul în pămînt al acestor particule. Influența conținutului în particule fine mai mici de 2 µm este mai puternică asupra limitei superioare de plasticitate decît asupra limitei inferioare de plasticitate. Acest fapt confirmă că plasticitatea se datorește prezenței apei peliculare.

Ținînd seama de aceasta, indicele de plasticitate este folosit în completarea compoziției granulometrice pentru a da unui pămînt denumirea care-l caracterizează (STAS 1243-74). Această completare a criteriului granulometric de denumire a pămîntului este absolut necesară dacă se are în vedere că adăugarea de peptizanți în cadrul analizei granulometrice alterează starea naturală a pămîntului caracterizată printr-o anumită structură. Cu ocazia determinării limitelor de plasticitate, microagregatele nu se distrug, astfel că se obține o imagine mai corectă a proprietăților reale ale pămîntului.

Valoarea indicelui de plasticitate raportat la compoziția granulometrică dă următoarele corelații :

	%
— argile slabe	$17 \leqslant I_P < 30$
— argile obișnuite	$30 \leqslant I_P < 60$
— argile grase	$60 \leqslant I_P < 100$
— argile foarte grase	$I_P \geqslant 100$

Factorii care determină valoarea limitelor de plasticitate sînt : compoziția granulometrică, natura mineralogică a granulelor minerale, natura ionilor adsorbiți (capacitatea lor de hidratare).

Un alt indice geotehnic care poate fi dedus din limitele de plasticitate și umiditate este *indicele de consistență*.

Consistența unui pămînt argilos, care reflectă ușurința modelării sale, depinde de cantitatea de apă pe care o conține și este exprimată prin indicele de consistență. Acest indice se calculează cu relația

$$I_C = \frac{w_L - w}{w_L - w_P} = \frac{w_L - w}{I_P}. \qquad (4.17)$$

Complementul indicelui de consistență este *indicele de lichiditate*, care se poate calcula cu relația

$$I_L = 1 - I_C = \frac{w - w_P}{w_L - w_P}.$$

Clasificarea pămînturilor după indicele de consistență se dă în tabelul 4.6.

TABELUL 4.6

Clasificarea pămînturilor funcție de indicii de consistență și lichiditate

Starea pămîntului	I_c	I_L
Curgătoare	<0	>1
Plastic curgătoare	0,00...0,25	0,75...1,00
Plastic moale	0,25...0,50	0,50...0,75
Plastic consistentă	0,50...0,75	0,25...0,50
Plastic vîrtoasă	0,75...1,00	0,00...0,25
Tare	>1	0

Un alt indice geotehnic este *indicele de activitate*. Acesta este raportul dintre indicele de plasticitate al pămîntului I_P și procentul de particule cu dimensiuni mai mici de 2 μm al acelui pămînt A_2 exprimat în procente.

$$I_A = \frac{I_P}{A_2}. \tag{4.18}$$

Clasificarea pămînturilor argiloase după valoarea indicelui de activitate este dată în tabelul 4.7.

TABELUL 4.7

Clasificarea pămînturilor funcție de indicele de activitate

Categorii de pămînturi	Indicele de activitate I_A
Pămînturi cu activitate foarte mare	$I_A > 1,25$
Pămînturi cu activitate medie	$1,25 > I_A > 0,75$
Pămînturi cu activitate redusă	$0,75 > I_A$

Limita de contracție este umiditatea la care pămîntul nu mai prezintă variații importante de volum. Pentru a caracteriza un pămînt din acest punct de vedere se folosește indicele geotehnic denumit *contracție volumică*, care se calculează cu relația

$$C_V = \frac{V_i - V_f}{V_f}, \tag{4.19}$$

în care :

V_i este volumul inițial al probei de pămînt ;
V_f — volumul final al probei de pămînt.

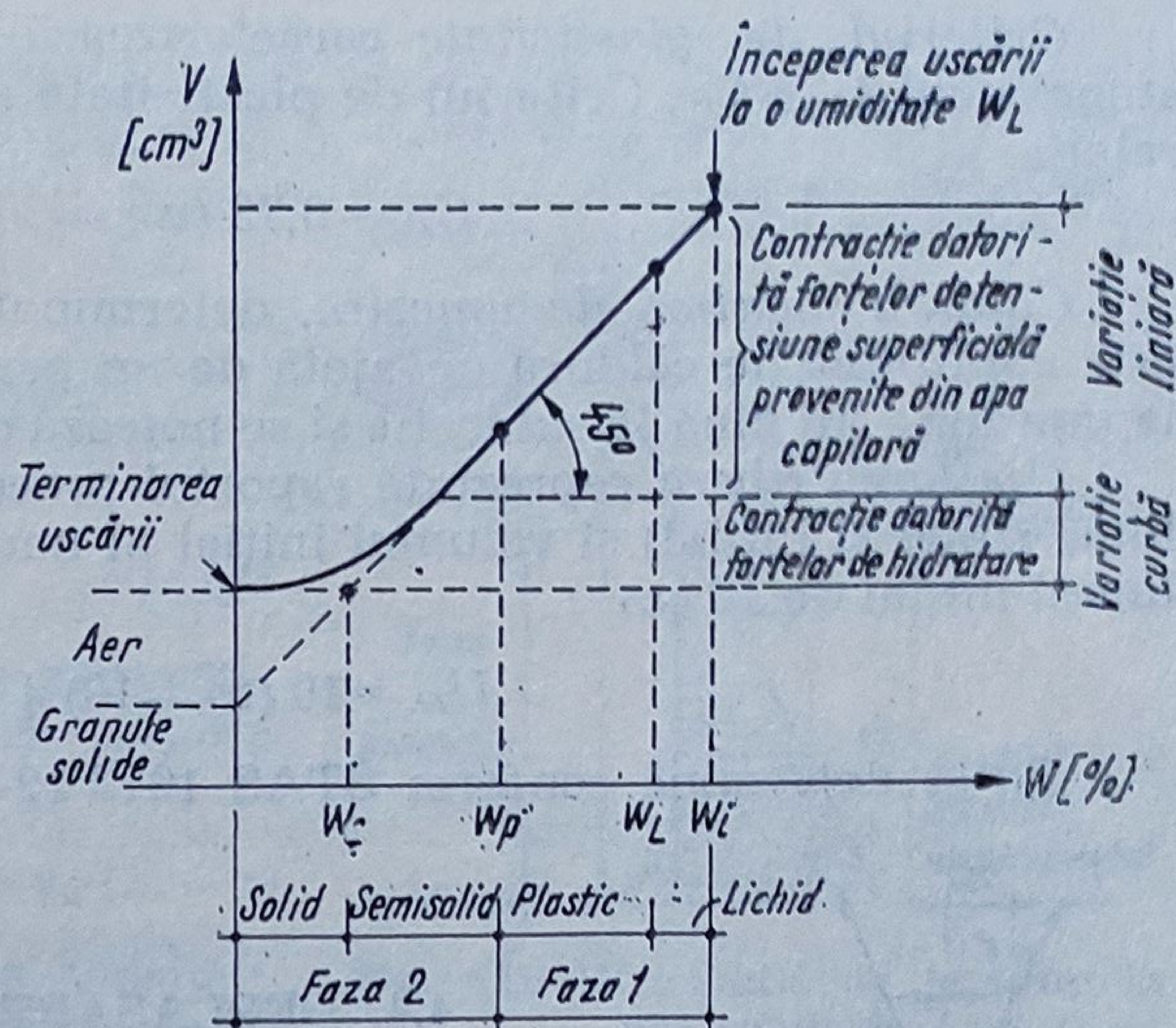


Fig. 4.9. Curba de contracție-umiditate.

Procesul de eliminare al apei și, legat de el variația corespunzătoare de volum, se poate reprezenta grafic (fig. 4.9). În etapa întîi a uscării, dacă se pornește de la o umiditate egală cu limita de curgere la un pămînt cu structura distrusă sau umiditatea la saturație la un pămînt cu structura nederanjată, variația este liniară. Pierderea apei prin evaporație produce o reducere de volum în care este eliminată apa. Inițial, contracția este produsă de forțele capilare ce acționează pe suprafața probei și unde se formează meniscuri. În etapa a doua, variația este curbilinie, cauza contracției fiind forțele de hidratare.

Mărimea acestei variații de volum este influențată de : natura mineralogică a particulelor fracțiunii argiloase și de natura ionilor adsorbiți.

În general, limita de contracție este mai mică decît limita de plasticitate, excepție făcînd pămînturile argiloase cu un conținut bogat în nisip.

Pentru caracterizarea unui pămînt contractil (pămînt cu umflări și contracții mari) se folosește și *indicele de contracție-umflare* I_{CU}. Acest indice stabilește tendința de variație a volumului pămîntului la variații de umiditate. Variația de umiditate se ia între limita de contracție și umiditatea de saturație :

$$I_{CU}=\frac{w_{sat}-w}{w_{sat}-w_S}. \qquad (4.20)$$

Caracteristicile pămînturilor care prezintă umflări și contracții mari se determină conform STAS 1913/12-73.

Pentru caracterizarea pămînturilor cu umflări și contracții mari se mai folosesc și următorii indici geotehnici : capacitatea de adsorbție, criteriul de plasticitate, căldura maximă de umezire și umflarea liberă.

Capacitatea de adsorbție este raportul procentual dintre masa de apă adsorbită prin sucțiune la $pF=0$ și masa de pămînt uscat și mojarat. Ea se notează cu C_A și se determină cu relația

$$C_A=\frac{w_L}{M_u}\,[\%]. \qquad (4.21)$$

Ea se determină conform STAS 1913/12-73 și STAS 9180-72.

Criteriul de plasticitate caracterizează contractilitatea unui pămînt atunci cînd $I_P \geqslant C_P$. Criteriul de plasticitate notat cu C_P se determină cu relația

$$C_P = 0{,}73\,(u_L - 20). \tag{4.22}$$

Căldura maximă de umezire, determinată conform STAS 1913/9-76, este cantitatea de căldură degajată de un gram de pămînt uscat la 105 °C la umezirea lui pînă la saturație și se notează cu $q_{u max}$.

Umflarea liberă reprezintă raportul procentual între diferența de volume (final și inițial) și volumul inițial al unei probe de pămînt avînd volumul inițial de 10 cm^3 :

$$U_L = 10\,(v_f - 10)\ [\%]. \tag{4.23}$$

Ea se determină conform STAS 1913/12-73 și STAS 9180-72.

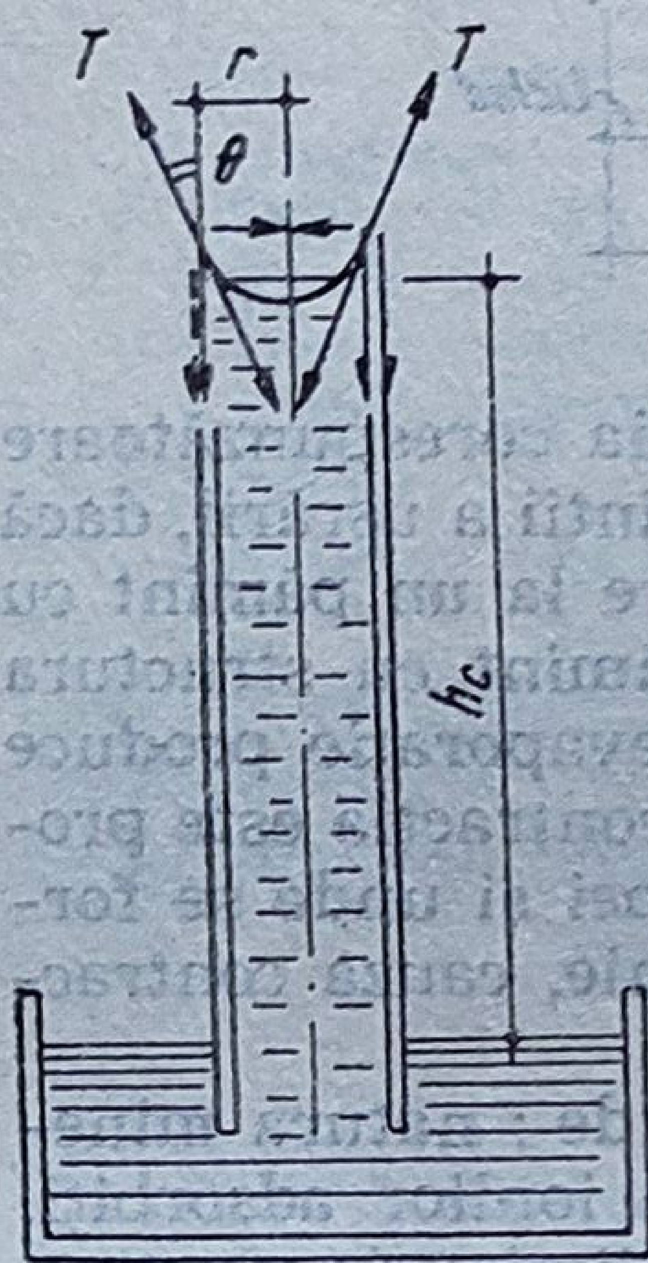


Fig. 4.10. Înălțimea capilară.

4.4. DEPLASAREA APEI ÎN PĂMÎNT

Înălțimea capilară se poate determina punînd condiția ca rezultanta forțelor de tensiune superficială să echilibreze greutatea coloanei de lichid (fig. 4.10).

Înălțimea capilară h_c este egală cu

$$h_c = \frac{2T\cos\theta}{r\,\rho_w g}, \tag{4.24}$$

în care :

r este raza capilarului ($r = R\cos\theta$, unde R este raza meniscului sferic) ;

θ — unghiul de umectare, adică unghiul pe care suprafața lichidului îl formează cu suprafața solidului în punctul lor de contact. Pentru a ne situa în cazul cel mai defavorabil, cînd ascensiunea capilară este maximă și apa capilară poate veni în contact cu elementele de construcție situate sub nivelul terenului producînd umezirea lor, acest unghi se ia egal cu zero ;

T — tensiunea capilară.

Dacă în calculul înălțimii capilare se are în vedere și densitatea vaporilor saturanți ρ_v situați deasupra meniscului, ea va avea expresia

$$h_c = \frac{2T\cos\theta}{r\,(\rho_w - \rho_v)\,g} \tag{4.25}$$

Acțiunea tensiunii superficiale asupra conturului meniscului dă naștere în pereții tubului capilar unei compresiuni denumită *presiune capilară*. Mărimea acestei forțe de compresiune depinde de înălțimea coloanei capilare și de unghiul de umectare. Presiunile capilare a două tuburi vecine încarcă faza solidă la nivelul franjului capilar. Generalizînd acest fenomen la tot orizontul superior al apei capilare, se obține pe această suprafață o presiune distribuită p_k. Această presiune se distribuie în reali-

tate numai la faza solidă, astfel că presiunea capilară în faza solidă poate fi calculată prin intermediul lui p_k cu relația

$$p_k(1-n)=p_k\frac{1}{1+e}\sigma_k,$$

de unde

$$p_k=\sigma_k(1+e). \qquad (4.26)$$

Variația presiunii capilare pe verticală se poate determina cu relația (fig. 4.11):

$$\sigma_{k,z}=\rho_w h_c g-\rho_w g z=\gamma_w h_c-\gamma_w z=\gamma_w(h_c-z)$$

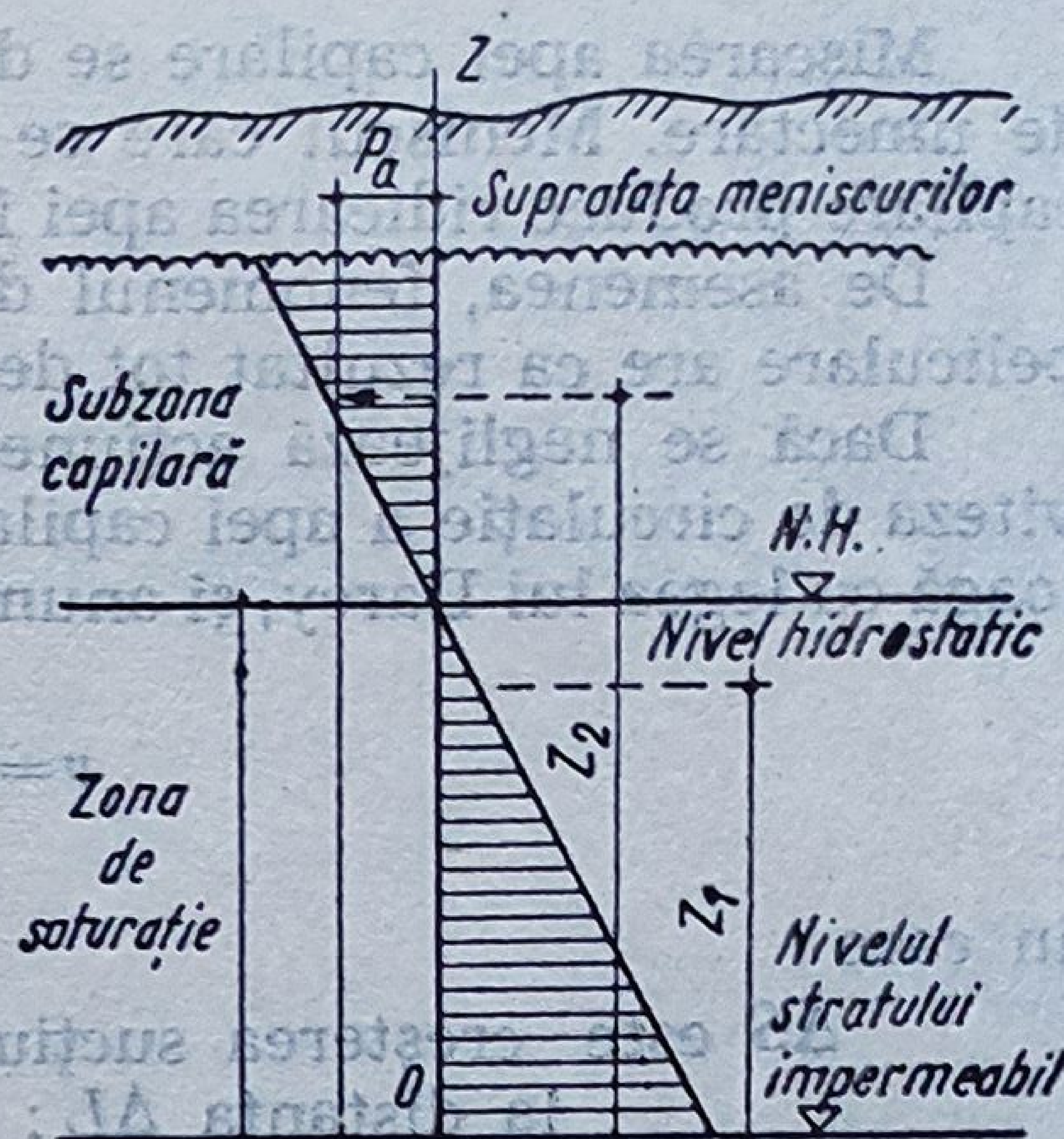


Fig. 4.11. Distribuția de tensiuni în apa capilară.

Cît timp $h_c<z$ vor exista tensiuni de compresiune în apă (conform legii hidrostatice), faza solidă fiind supusă la o forță ascensională arhimedică. Dacă se ține seama de presiunea atmosferică, în diagrama de variație a tensiunilor trebuie introdusă și linia p_a, care indică efectul presiunii atmosferice.

După cum s-a văzut în figura 3.14, greutatea apei capilare nu este distribuită uniform pe înălțimea tubului capilar. Astfel în zona *1* greutatea apei capilare se transmite fazei solide sub forma unei tensiuni de compresiune verticale avînd valoarea $p_k=\gamma_w h_c(1+e)$. Ea umple aici complet porii. În zona *2* ea are aceeași direcție, dar din cauză că nu umple golurile, încărcarea ce revine fazei solide este mai redusă și are valoarea

$$p_k=\alpha\gamma_w h_c(1+e). \qquad (4.27)$$

în care α este un coeficient care ține seama de faptul că în natură coloana capilară nu umple complet secțiunea tubului capilar, distingîndu-se diferite zone de saturare capilară pe înălțimea tubului.

În zona *3* apa capilară se rupe și există numai în dreptul contactelor granulelor (fig. 4.12, *a* și 4.12, *b*).

Presiunea capilară dă naștere la o rezistență la întindere și forfecare a granulelor de nisip, denumit *angrenaj capilar* sau *coeziune aparentă*.

Saturarea cu apă sau uscarea nisipului face ca granulele să se deplaseze, căutînd o nouă stare de echilibru, care are o porozitate mai redusă.

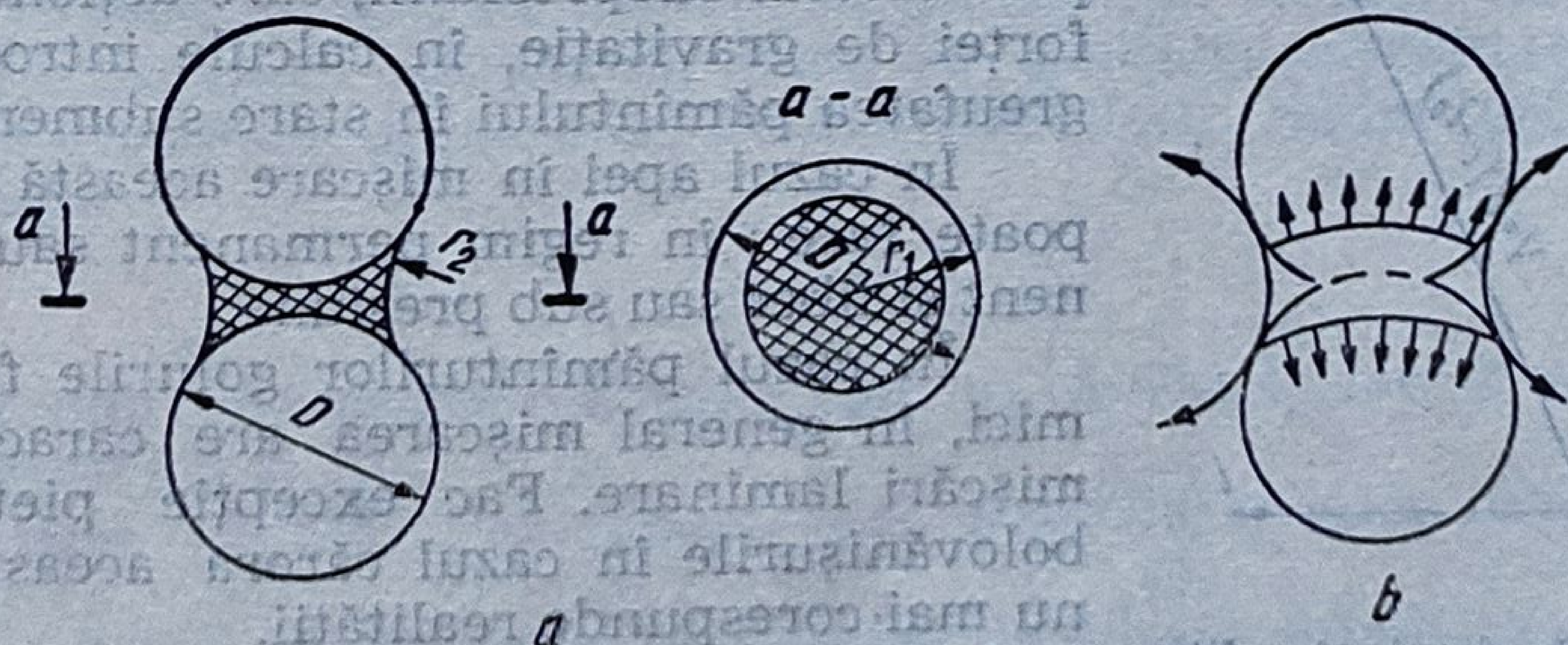


Fig. 4.12. Apa capilară de contact: *a* — vedere în plan și în secțiune a zonei de contact; *b* — forțele de tensiune superficială în zona de contact.

Mişcarea apei capilare se datoreşte forţelor ce rezultă din fenomenul de umectare. Meniscul care se formează la partea superioară a coloanei capilare produce ridicarea apei în capilar.

De asemenea, fenomenul de sucţiune care se dezvoltă în cazul apei peliculare are ca rezultat tot deplasarea apei în aceste pelicule.

Dacă se neglijează acţiunea gravităţii asupra apei supuse sucţiunii, viteza de circulaţie a apei capilare v poate fi exprimată printr-o lege analoagă cu legea lui Darcy, şi anume

$$v = K_{cp} \frac{\gamma_w}{\mu} \frac{\Delta S}{\Delta L}, \tag{4.28}$$

în care :

ΔS este creşterea sucţiunii între două puncte din pămînt situate la distanţa ΔL ;
K_{cp} — coeficientul de permeabilitate capilaro-peliculară ;
μ — coeficientul de viscozitate dinamică a apei.

Spre deosebire de coeficientul de permeabilitate care se referă la filtrarea apei gravitaţionale, coeficientul de permeabilitate capilaro-peliculară nu este numai o caracteristică a unui pămînt dat, ci depinde şi de valoarea sucţiunii.

Apa legată care curge prin porii unui pămînt argilos îndesat se comportă ca un corp vîscos plastic. Ea începe să filtreze numai cînd atinge o anumită valoare minimă a gradientului hidraulic. Această valoare a gradientului se poate determina cu ajutorul unor grafice (fig. 4.13). Gradientul poartă denumirea de gradient iniţial şi variază cu intensitatea cu care este legată apa. Expresia vitezei de filtraţie este

$$v = k(i - i_o), \tag{4.29}$$

în care :

i_o este gradientul iniţial ;
k — coeficientul de permeabilitate ;
i — gradientul hidraulic.

Pentru a se studia mişcarea apei gravitaţionale în pămînt se foloseşte ca model de calcul un mediu poros, omogen şi izotrop. Se consideră că apa se supune ecuaţiei lui Bernoulli pentru linii de curent în mişcare permanentă. De asemenea, se presupune că scurgerea nu schimbă structura pămîntului.

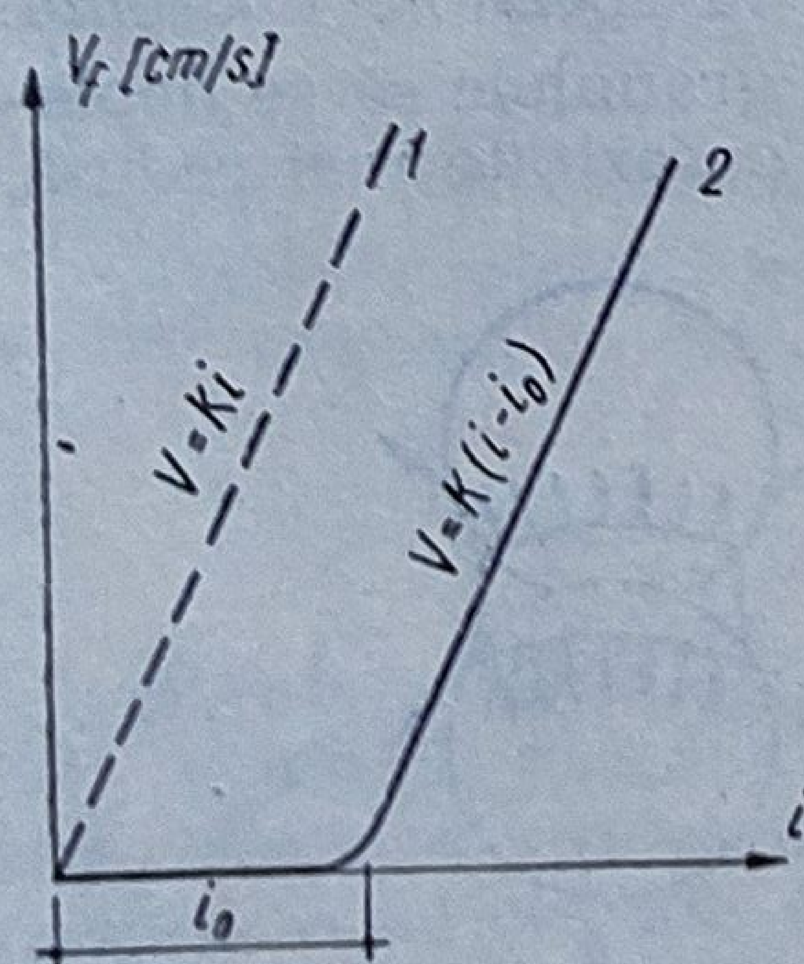


Fig. 4.13. Graficul de filtrare a apei legate :
1 — teren necoeziv; 2 — teren coeziv.

Dacă apa este în repaus ea se manifestă prin efectul subpresiunii, care acţionează invers forţei de gravitaţie, în calcule introducîndu-se greutatea pămîntului în stare submersată.

În cazul apei în mişcare această mişcare se poate face : în regim permanent sau nepermanent şi liber sau sub presiune.

În cazul pămînturilor golurile fiind foarte mici, în general mişcarea are caracterul unei mişcări laminare. Fac excepţie pietrişurile şi bolovănişurile în cazul cărora această ipoteză nu mai corespunde realităţii.

Prin natura şi dimensiunile granulelor, mediul în care se mişcă apa subterană este foarte complex, forma golurilor sale fiind foarte com-

plicată și neregulată, impunînd particulelor lichide în mișcare traiectorii neregulate. Pentru a simplifica studiul curenților subterani se face uz de o schemă simplificată a mișcării. Aceasta dă posibilitatea să se ia în considerare numai direcția principală a curentului și înlocuiește mișcarea dintre interstiții cu o mișcare fictivă în care se consideră că întregul spațiu este umplut cu lichid, inclusiv cel ocupat de granulele minerale.

Pe această bază se definește noțiunea de *viteză de filtrație*, care este viteza mișcării fictive, avînd un debit egal cu debitul mișcării reale. Astfel se poate scrie

$$ndAv_r = vdA,$$

de unde rezultă

$$v = v_r n, \tag{4.30}$$

în care :

v_r este viteza de curgere a apei prin porii pămîntului ;
v — viteza aparentă de filtrație ;
n — porozitatea.

Viteza v_r depinde de compoziția granulometrică și de structura pămîntului respectiv, de mărimea granulelor, de forma lor, precum și de mărimea porozității și distribuția ei în spațiu.

În curenții subterani termenul cinetic din ecuația lui Bernoulli fiind foarte mic, de obicei se neglijează, astfel că pentru un curent subteran la o linie de curent se va putea scrie

$$\frac{p}{\gamma_w} = \text{constant}.$$

În aceste condiții, mișcarea apei în pămînt este guvernată de legea lui Darcy :

$$v = k\frac{h}{s}, \tag{4.31}$$

în care k poartă denumirea de coeficient de permeabilitate și este egal cu raportul dintre viteza de filtrație și raportul dintre diferența de presiune exprimată în înălțime de coloană de lichid și traiectoria parcursă de acesta, denumit pantă hidraulică.

Legea lui Darcy nu are un caracter general. Avînd loc într-un regim laminar, ea se menține pentru anumite valori ale numărului lui Reynolds. Mișcarea apei în pămînt se transformă treptat din mișcare laminară în mișcare turbulentă, dacă se schimbă porozitatea, viteza de filtrație și diametrul granulelor. Pentru filtrația în regim turbulent se admite relația

$$v = ki^m, \tag{4.32}$$

în care i este gradientul hidraulic egal cu $\Delta H/\Delta L$, iar m un coeficient cuprins între 0,5 și 1,0.

În cazul argilelor existența apei peliculare micșorează secțiunea golurilor.

Aerul închis în apa din pori, chiar dacă este într-o cantitate foarte mică, influențează în foarte mare măsură valoarea coeficientului de permeabilitate.

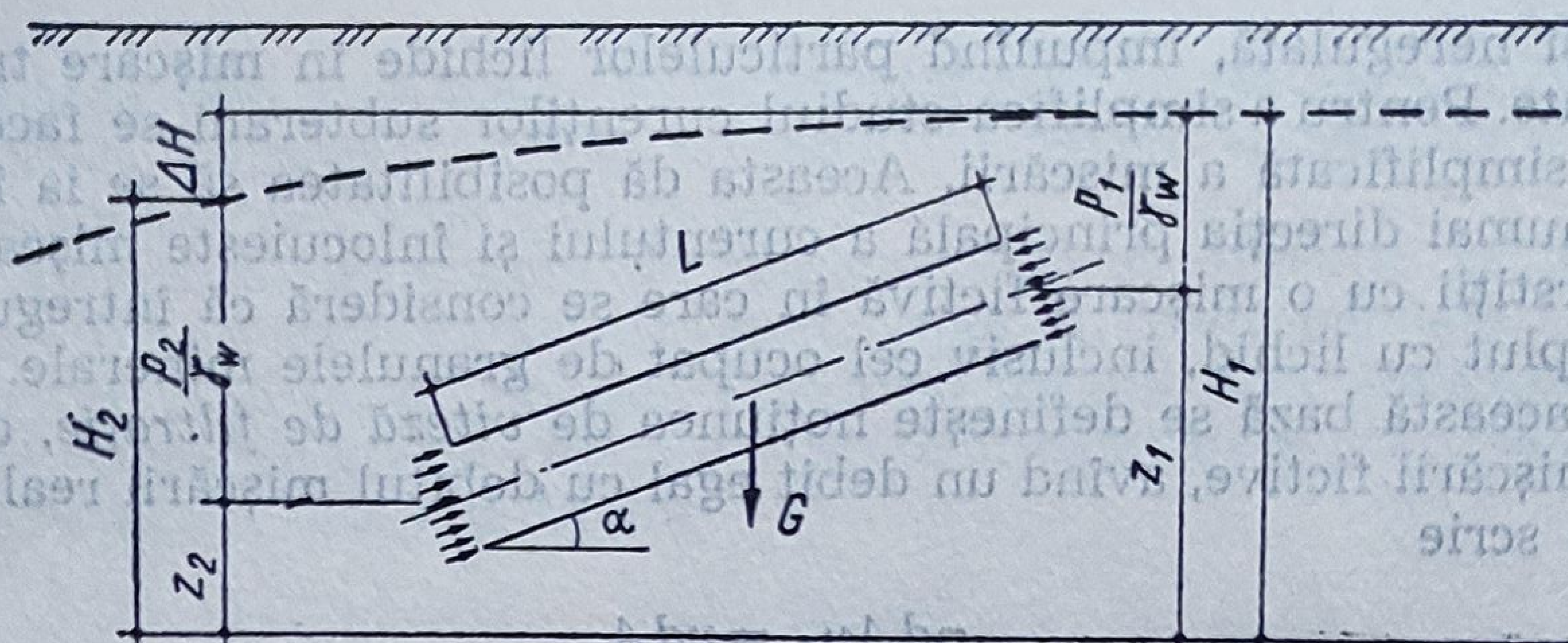


Fig. 4.14. Forța de antrenare hidrodinamică.

Permeabilitatea poate să se schimbe în timp datorită migrării fracțiunii coloidale și a sărurilor, care, prin coagulare sau precipitare, pot reduce volumul de goluri. Aceste fenomene sînt însă slabe și foarte lente.

În practică se aplică formule empirice pentru determinarea coeficientului de permeabilitate. Astfel :

$$k = Cd_{10}^2 \text{ sau } k = 1{,}4\, k_{0,85} e^2 \tag{4.33}$$

în care :

C este un coeficient empiric ;
d_{10} — diametrul efectiv ;
$k_{0,85}$ — coeficientul de filtrație pentru $e = 0{,}85$.

Prima relație se aplică la un coeficient de neuniformitate $U_n < 2$.

Curgerea apei prin porii pămîntului întîmpină o rezistență datorită frecării care se dezvoltă între firele de curent și suprafețele granulelor. Această forță de frecare este preluată de granulele minerale și, în situația în care depășește rezistența legăturilor dintre granule, poate să provoace dislocarea lor din structura existentă a pămîntului. Pentru determinarea forței care se exercită asupra fazei solide în cazul filtrației apei prin pori se consideră schema de calcul din figura 4.14.

Se poate scrie următoarea ecuație de echilibru :

$$J = p_1 A - p_2 A + G \sin \alpha.$$

Exprimînd G funcție de dimensiunile și greutatea volumică a volumului de apă se obține

$$J = p_1 A - p_2 A + AL\, \gamma_w \sin \alpha$$

în care :

J este forța totală a curentului ;
p_1 și p_2 sînt presiunile pe capetele probei de pămînt ;
A este secțiunea probei de pămînt ;
L — lungimea probei de pămînt.

Mărimea presiunilor p_1 și p_2 se poate determina din relațiile

$$H_1 = z_1 + \frac{p_1}{\gamma_w}; \quad H_2 = z_2 + \frac{p_2}{\gamma_w},$$

rezultînd

$$p_1 = (H_1 - z_1)\, \gamma_w \text{ și } p_2 = (H_2 - z_2)\, \gamma_w.$$

Introducînd aceste expresii în ecuația de echilibru rezultă

$$J = A\,\gamma_w(H_1 - H_2 - z_1 + z_2) + AL\,\gamma_w \sin\alpha.$$

Presiunea provocată de filtrație asupra fazei solide se poate considera ca fiind o forță de volum ca și forța gravitației. Pentru obținerea forței unitare, denumită forța curentului asupra unității de volum, forța totală a curentului trebuie împărțită la volumul la care se referă și care este AL. Rezultă

$$\frac{J}{AL} = j = \frac{H_1 - H_2}{L}\gamma_w - \frac{z_1 - z_2}{L}\gamma_w + \gamma_w \sin\alpha.$$

$\frac{z_1 - z_2}{L}$ fiind egal cu sin α se obține în final

$$j = \frac{\Delta H}{L}\gamma_w \text{ sau } j = i\gamma_w, \tag{4.34}$$

în care ΔH este pierderea de sarcină.

Fenomenul poartă denumirea de *antrenare hidrodinamică* și se referă la mișcarea particulelor de pămînt sub efectul forței curentului. Gradientul hidraulic i care produce o forță a curentului ce duce la antrenarea unei părți din schelet poartă denumirea de *gradient hidraulic critic* și se determină conform STAS 1913/16-75.

4.5. PROPRIETĂȚILE TERMICE ALE PĂMÎNTURILOR

Capacitatea pămîntului de a se încălzi sau de a se răci în cazul în care primește sau pierde o cantitate de căldură se reflectă în caracteristicile sale termice.

Pentru calculul variației de temperatură a pămîntului în adîncime și în timp, la o variație dată de temperatură a atmosferei, în cazul unui regim permanent și a problemei monodimensionale, este valabilă relația

$$\frac{\partial T}{\partial t} = \frac{\lambda}{c\rho} \cdot \frac{\partial^2 T}{\partial z^2},$$

în care:

T este temperatura, în grade Kelvin;
t — timpul, în h;
z — cota punctului, în m;
λ — conductivitatea termică, în W/m·grd;
c — capacitatea calorifică, în J/kg·grd;
ρ — densitatea materialului, în kg/m³.

Raportul constantelor $\lambda/c\rho$ se notează cu a și poartă denumirea de *coeficient de difuzivitate termică*, el caracterizînd comportarea unui pămînt din punct de vedere termic.

Pămîntul fiind un sistem dispers, proprietățile sale termice vor depinde de proprietățile termice ale fazelor componente și de proporția în care intră în alcătuirea sa. Astfel, aceste proprietăți depind de compoziția

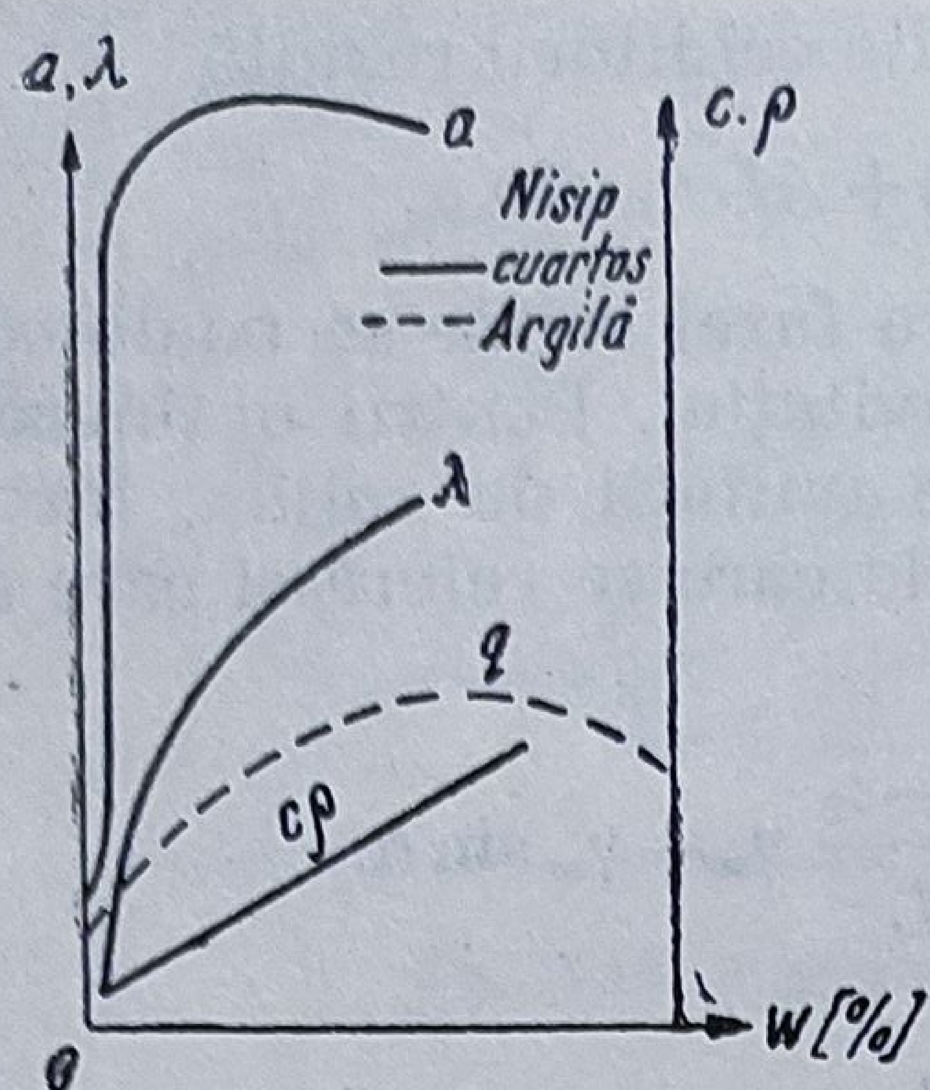


Fig. 4.15. Variația proprietăților termice ale pămîntului funcție de umiditate.

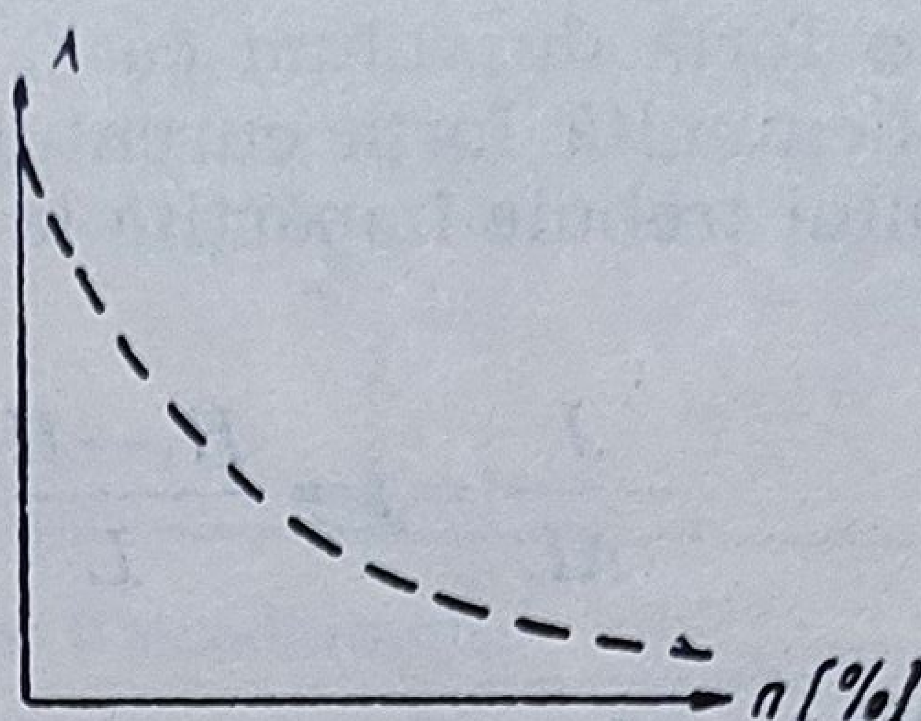


Fig. 4.16. Variația proprietăților termice ale pămîntului funcție de porozitate.

granulometrică și mineralogică a fazei solide, de porozitate, de umiditate și de faptul dacă apa din pămînt este în stare lichidă sau în stare solidă.

Din graficele din figurile 4.15 și 4.16 se observă rolul mare pe care-l au umiditatea și porozitatea în comportarea termică a pămîntului.

Cu creșterea porozității pămînturilor uscate, crește și volumul de aer din ele, înrăutățindu-se coeficientul de difuzivitate termică. Caracteristicile termice pentru pămînturi sînt aproape invariabile ca mărime într-un interval de variație a temperaturii pămîntului cuprins între —20 °C și +50 °C.

4.6. PROPRIETĂȚILE ELECTRICE ALE PĂMÎNTURILOR

Pămîntul fiind în general un mediu trifazic, rezistivitatea lui depinde de rezistivitatea fiecăreia din fazele sale componente. Ea este influențată de asemenea de transformările pe care le suferă fazele, ca urmare a interacțiunii dintre ele.

Majoritatea mineralelor care alcătuiesc faza solidă prezintă o rezistivitate foarte mare. Rocile eruptive au o rezistivitate de circa 3×10^7 Ω cm și argilele de 50 ... 100 Ω cm.

Datorită sărurilor pe care le conține în soluție, apa din pămînt are o rezistivitate mult mai scăzută decît faza solidă. Ea variază între 10^5 Ω cm pentru apa de ploaie și 1 ... 10 Ω cm pentru apa subterană. Se subliniază influența redusă a naturii sărurilor asupra rezistivității apei.

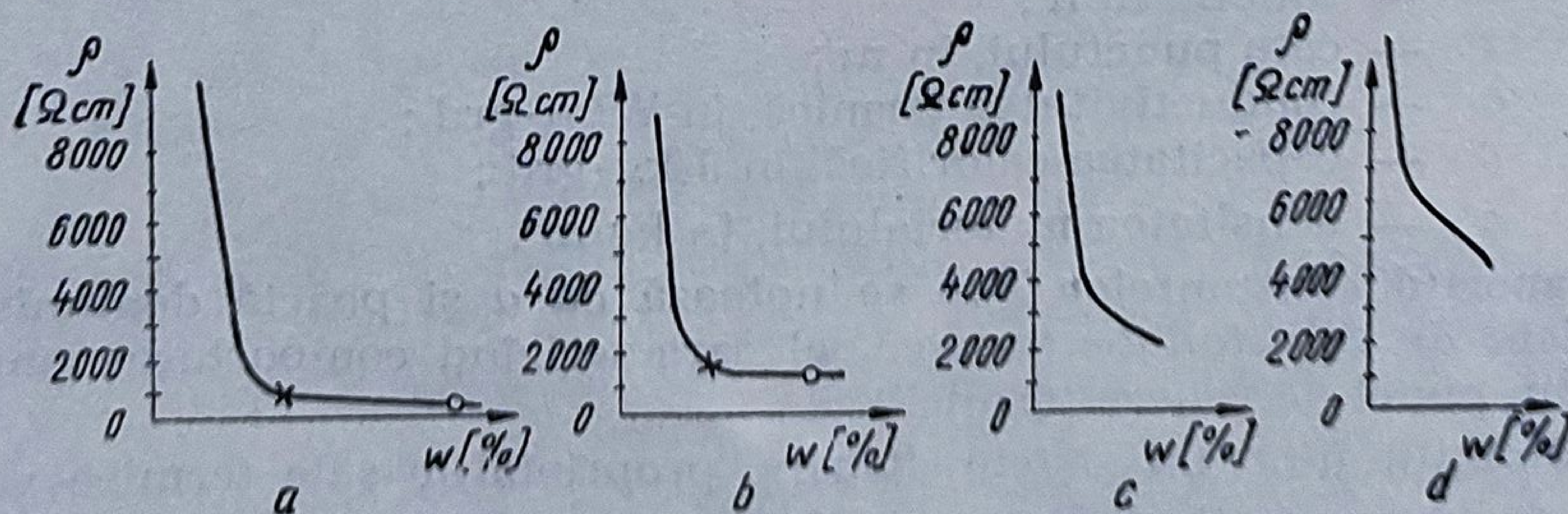


Fig. 4.17. Variația rezistivității pămîntului funcție de natura sa: *a* — argilă; *b* — argilă prăfoasă; *c* — pămînt prăfos; *d* — nisip.

Rezistivitatea aerului poate fi considerată practic infinită. Din cele arătate rezultă că principalul element conductibil este apa. Ea influenţează rezistivitatea prin cantitatea în care se află în pămînt şi prin proprietăţile sale. În figura 4.17 se arată variaţia rezistivităţii pentru diferite pămînturi în funcţie de umiditate. Din grafice se vede că rezistivitatea este funcţie de umiditate, un punct caracteristic fiind umiditatea moleculară maximă. S-a constatat că deranjarea structurii nu influenţează rezistivitatea. Valoarea rezistivităţii scade sensibil cînd umiditatea creşte mult peste limita de curgere sau cînd apa din pămînt este puternic mineralizată.

CAPITOLUL 5
PROPRIETĂŢILE MECANICE ALE PĂMÎNTURILOR

Comportarea pămînturilor sub acţiunea încărcărilor exterioare se caracterizează prin indici de rezistenţă şi deformabilitate care sînt funcţie de natura terenului, de intensitatea, de modul şi durata de acţiune a încărcărilor, precum şi de mărimea şi forma suprafeţei fundaţiei, prin intermediul căreia se transmit încărcările terenului de fundare. Sub acţiunea încărcărilor date de construcţii, în terenul de fundare apar tensiuni normale şi tangenţiale, fundaţiile înregistrînd deformaţii sub forma deplasărilor verticale, numite tasări, deplasări în plan orizontal şi rotiri.

O proiectare raţională a oricărui tip de construcţie, în raport cu terenul de fundare, nu se poate realiza decît cunoscînd proprietăţile de rezistenţă şi deformabilitate ale terenului care se pun în evidenţă prin intermediul unor indici mecanici.

5.1. COMPRESIBILITATEA PĂMÎNTURILOR

5.1.1. FENOMENE CE ÎNSOŢESC DEFORMAŢIA PĂMÎNTURILOR

Sub acţiunea sarcinilor exterioare, fundaţiile se scufundă în teren, forma suprafeţei terenului schimbîndu-se în jurul acestora. Deformaţiile suprafeţei terenului sînt rezultatul deformaţiilor din interiorul masivului de pămînt, provocate de cîmpul de tensiuni creat de încărcările exterioare.

Aceste tensiuni dau naştere în interiorul masivului de pămînt unor fenomene care conduc la :

— deplasări reciproce ale agregatelor sau ale particulelor de pămînt (fig. 5.1, *a*) ;

— distrugerea agregatelor structurale sau a particulelor de pămînt (fig. 5.1, *b*) ;

— eliminarea apei din porii pămîntului, permiţînd astfel o îndesare a elementelor sale componente ;

— deformaţia peliculelor de apă adsorbită în punctele de contact a granulelor argiloase (fig. 5.2) ;

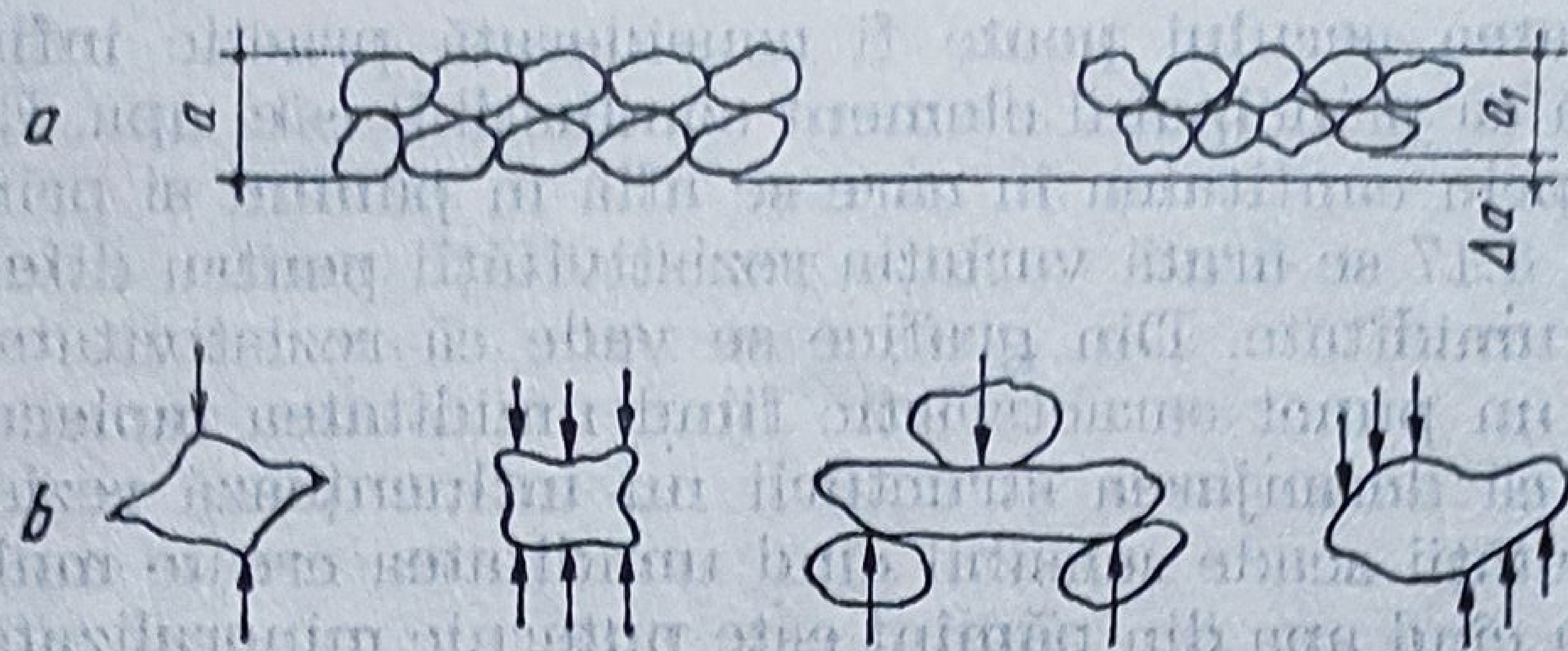


Fig. 5.1. Deformații în structura pămîntului :
a — deplasarea reciprocă a particulelor; *b* — distrugerea particulelor sau a agregatelor structurale componente.

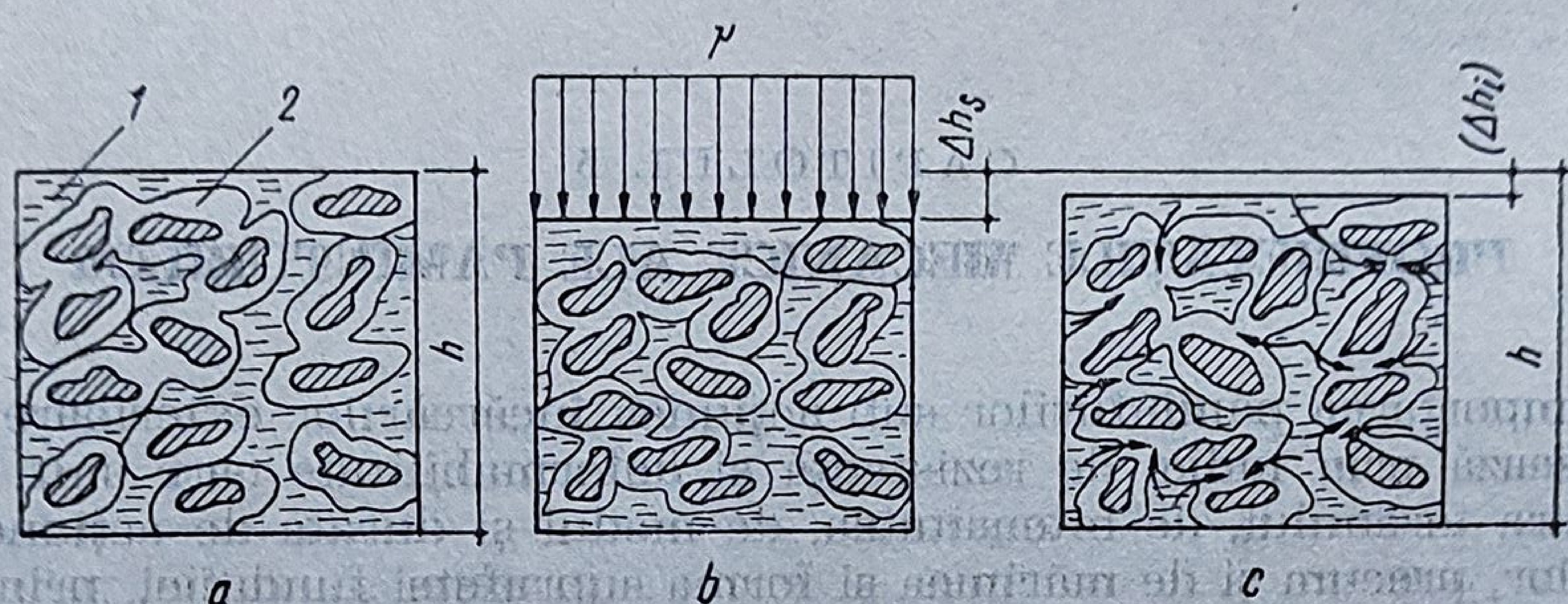


Fig. 5.2. Deformații generate de grosimea complexului de adsorbție :
a — strat de pămînt de înălțime *h*; *1* — apa din pori; *2* — apa adsorbită; *b* — strat de pămînt care a suferit o comprimare pe înălțimea Δh_s sub acțiunea forței *p*; *c* — tasarea finală Δh_t după încetarea solicitării.

— comprimarea și solvirea parțială a bulelor de aer închise în porii pămîntului ;

— deformații de altă natură, legate de proprietățile elastice ale granulelor sau agregatelor de particule.

Rolul fiecăruia din aceste fenomene în procesul general de deformare depinde de caracteristicile de bază ale pămînturilor analizate : granulozitate, forma particulelor, structura, conținutul de apă și altele.

Deplasarea reciprocă a particulelor și a agregatelor structurale are un rol hotărîtor în deformarea unor pămînturi necoezive sau a unor pămînturi cu structura deranjată ca cele din care sînt alcătuite terasamentele căilor de comunicații, umpluturile, barajele de pămînt etc. Dacă tensiunile care apar în masivul de pămînt depășesc rezistența legăturilor din punctele de contact dintre diferitele particule sau agregate, rezultă deplasarea acestora într-o poziție nouă, mai stabilă (fig. 5.2, *b*).

Distrugerea agregatelor structurale sau a particulelor are loc cînd tensiunile efective devin mai mari decît rezistența acestor agregate structurale sau a materialului din care este alcătuită particula.

Eliminarea apei și aerului se produce datorită faptului că, prin încărcarea pămîntului, o parte din sarcină revine și acestor faze, datorită deformării scheletului mineral. Presiunea în apă dă naștere unui gradient hidraulic care produce deplasarea ei din interiorul masivului încărcat spre zonele în care această încărcare nu există. Timpul necesar eliminării apei din zona încărcată depinde de permeabilitatea pămîntului. Eliminarea aerului are loc mai repede și poate avea o acțiune amortizoare dacă este închis în porii pămîntului. De asemenea, eliminarea apei fiind condiționată

de permeabilitate, este posibil ca, la o durată scurtă de acționare a forței și la o permeabilitate redusă, apa să nu poată fi eliminată în timpul încărcării pămîntului.

Variația grosimii peliculelor de apă legată are un rol important în cazul deformațiilor pămînturilor argiloase fin dispersate. În cazul argilelor plastice, grosimea peliculelor de apă legată este de același ordin de mărime cu particula. Sub presiunea exercitată asupra particulelor, parte din moleculele de apă de la marginea peliculei adsorbite sînt eliminate din complex mărind astfel coeziunea electromoleculară. Pătrunderea moleculelor de apă între particule produce depărtarea forțată a acestora, dar această forță fiind mai mică decît coeziunea, nu este posibilă o revenire completă la starea inițială (fig. 5.2, c).

Cunoașterea capacității unui pămînt de a se deforma sub acțiunea unei forțe exterioare, denumită *compresibilitate,* dă posibilitatea să se prevadă deformațiile verticale și orizontale care se produc sub acțiunea sarcinilor transmise de fundații.

Considerînd că pămîntul ar fi un mediu continuu, se poate stabili o relație între presiunea ce se exercită și deformația la care ea dă naștere. Valoarea modulului de deformație al întregii mase de pămînt în această ipoteză este mult mai mică decît valoarea modulului de deformație al granulelor care alcătuiesc scheletul mineral al pămîntului. Diferența aceasta a dus la ideea de a se neglija deformațiile granulelor scheletului solid în comparație cu cea a pămîntului, a ansamblului de granule, și de a se considera că deformația unui pămînt s-ar datora în cea mai mare parte reducerii porozității sale. Prin reducerea porozității pămîntului se obține o așezare mai densă a granulelor, o mărire a suprafețelor de contact ca număr și a presiunii ce se exercită asupra lor, sau o reducere a grosimii peliculelor de apă adsorbită, reducîndu-se distanța între centrele de greutate ale particulelor. Ca urmare vin în contact straturi din apă peliculară cu viscozitate mai mare sau crește suprafața zonelor de contact din granule, ceea ce mărește rezistența pămîntului la sarcini exterioare.

Pentru stabilirea relației dintre tensiuni și variația porozității se consideră schema de calcul din figura 5.3. Coloana de pămînt de înălțime h, situată în centrul unei fundații, care prezintă deformații practic numai pe verticală din cauza simetriei încărcării și a frecării ce se produce în două plane paralele cu planul tălpii fundației, suferă o scurtare Δh sub sarcina aplicată.

Dacă stratul de pămînt luat în considerare este alcătuit din argilă moale, în suprafețele orizontale de contact apare o aderență care împiedică în majoritatea cazurilor deplasarea laterală a argilei moi, astfel că schema adoptată corespunde fenomenului real. La această aderență se adaugă și efectul de împiedicare a deformației provocat de pămîntul aflat lateral. Această schemă de calcul este justificată prin faptul că, în mod obișnuit, în construcții, tasarea se datorește unor straturi de argilă de consistență scăzută așezată între două straturi de consistență mai ridicată sau de nisip.

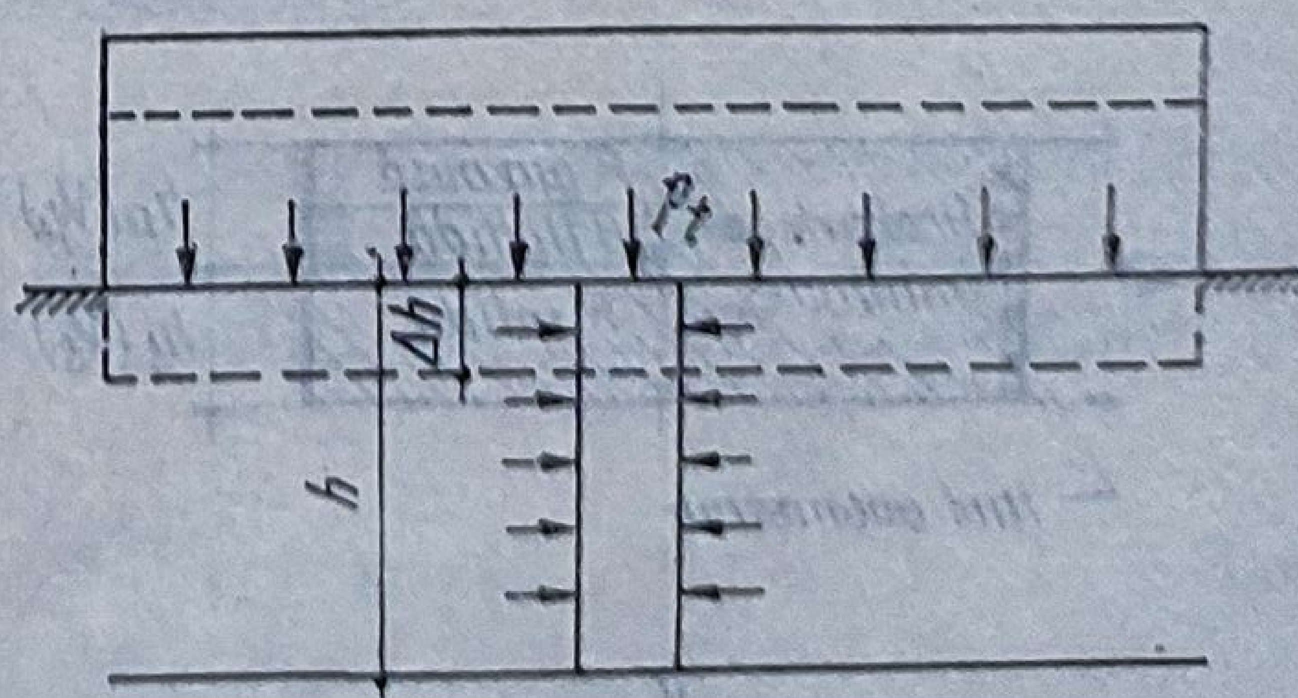


Fig. 5.3. Model pentru deformații verticale, fără deplasări orizontale.

Pămîntul fiind un sistem dispers în primul moment al încărcării, sarcina se va distribui la fazele din care

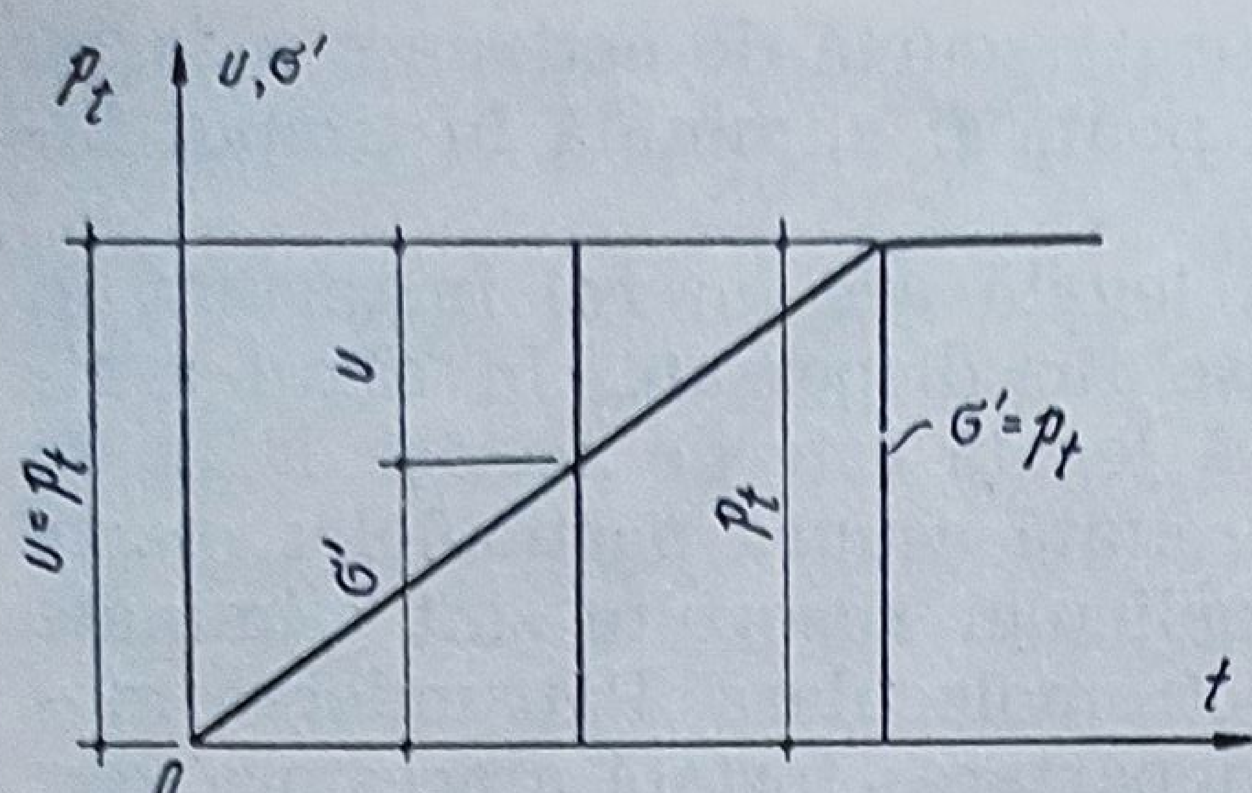


Fig. 5.4. Evoluția în timp a raportului dintre presiunea neutrală u și tensiunea efectivă σ'.

este alcătuit. Aerul și apa preiau o parte din sarcina exterioară, care provoacă deplasarea lor în afara zonei comprimate. Presiunea preluată de apă poartă denumirea de *presiune neutrală* sau presiunea apei din pori, se notează cu u și reprezintă presiunea în exces a apei din pori față de presiunea hidrostatică. Ea scade pe măsura eliminării apei din porii pămîntului. Treptat presiunea apei este preluată de scheletul pămîntului, care suferă noi deformații sub sporul nou de sarcină. Presiunea preluată de scheletul mineral a fost denumită presiune sau *tensiune efectivă* și notată cu p_e sau σ'.

Procesul menționat de transferare a presiunii de la faza lichidă la faza solidă ajunge să se termine în momentul eliminării întregului volum de apă care împiedică deformația scheletului sub sarcină. În acest moment scheletul preia toată sarcina exterioară și prezintă o deformație corespunzătoare acestei sarcini (fig. 5.4). Acest fenomen se numește *proces de consolidare* și este caracterizat prin faptul că pe toată durata lui este satisfăcută relația

$$p_t = \sigma' + u. \tag{5.1}$$

Procesul de transferare a încărcărilor exterioare p_t, de la faza lichidă către faza solidă sub forma tensiunilor efective σ', conform relației (5.1), pînă la etapa la care : $p_t = \sigma'$ și $u = 0$, este un proces complex care se desfășoară în timp, fiind influențat de mai mulți factori, cum sînt : natura complexului de adsorbție ; porozitatea terenului și posibilitatea de eliminare a apei din pori ; natura încărcărilor exterioare etc.

5.1.2. LEGEA ÎNDESĂRII

Pornind de la modelul arătat în figura 5.3 se consideră o probă de formă cilindrică, avînd secțiunea transversală A și lățimea h_0, supusă compresibilității. Proba poate fi remaniată, preparată în laborator, sau poate fi o probă cu structura nederanjată, prelevată din ștuțul sau din monolitul de pămînt adus de la fața locului din teren (fig. 5.5, *a*).

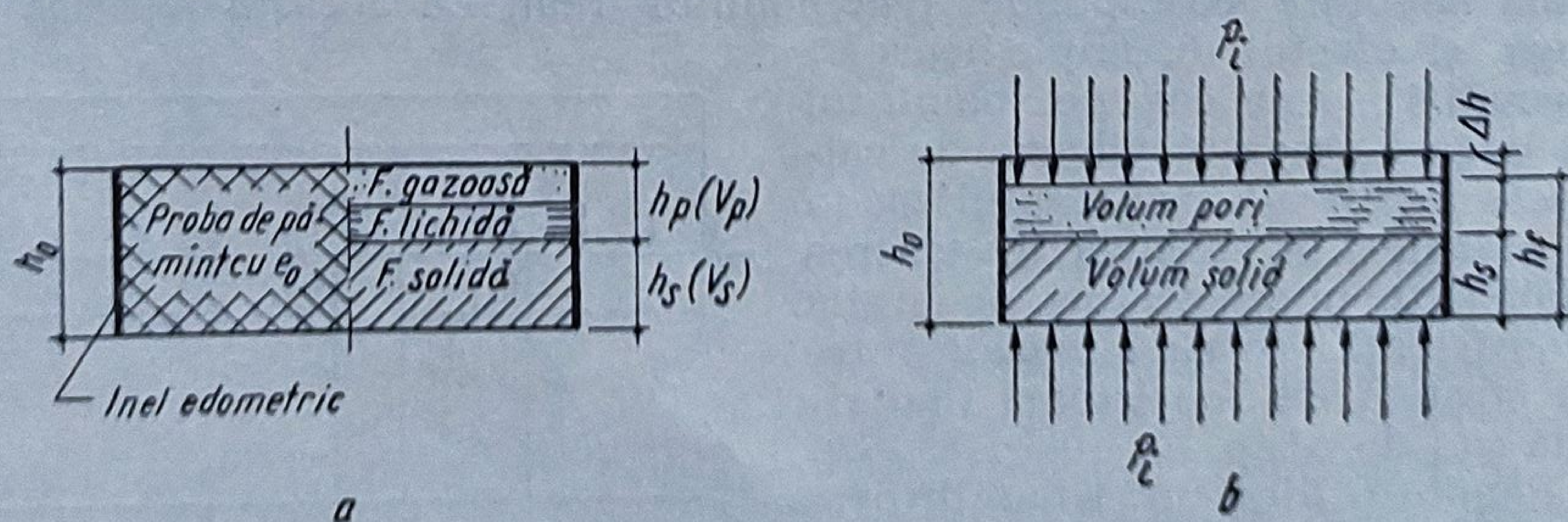


Fig. 5.5. Compresibilitatea fără deformații laterale :
a — proba înainte de încărcare; *b* — proba deformată sub presiunea p .

În urma încărcării cu sarcini axiale, care produc presiunile uniform distribuite p_1 și p_2, proba suferă deformații pe verticală, egale cu Δh_1 și Δh_2. În timpul deformării înălțimea fazei solide h_s, rămîne constantă, deformația Δh, fiind o consecință a reducerii volumului porilor (fig. 5.5, *b*). Proba neputîndu-se deforma transversal, se poate scrie expresia volumului total, funcție de volumul porilor și al fazei solide :

$$V_0=Ah_0=V_{p0}+V_s=V_s\left(1+\frac{V_{p0}}{V_s}\right)=V_s\,(1+e_0), \tag{5.2}$$

$$V_1=A\,(h_0-\Delta h_1)=V_{p1}+V_s=V_s\left(1+\frac{V_{p1}}{V_s}\right)=V_s\,(1+e_1), \tag{5.3}$$

$$V_2=a\,(h_0-\Delta h_2)=V_{p2}+V_s=V_s\left(1+\frac{V_{p2}}{V_s}\right)=V_s\,(1+e_2). \tag{5.4}$$

Împărțind V_1 și V_2 la V_0 se obține :

$$\frac{V_1}{V_0}=\frac{h_0-\Delta h_1}{h_0}=\frac{1+e_1}{1+e_0}\quad\text{și}\quad\frac{V_2}{V_0}=\frac{h_0-\Delta h_2}{h_0}=\frac{1+e_2}{1+e_0}. \tag{5.5}$$

Scăzînd numitorul din numărător se obțin deformațiile specifice :

$$\frac{\Delta h_1}{h_0}=\frac{e_0-e_1}{1+e_0}\quad\text{și}\quad\frac{\Delta h_2}{h_0}=\frac{e_0-e_2}{1+e_0}. \tag{5.6}$$

Cu ajutorul acestor relații se pot calcula valorile indicilor porilor din deformațiile specifice ale probei de pămînt :

$$e_1=e_0-\frac{\Delta h_1}{h_0}\,(1+e_0)\quad\text{și}\quad e_2=e_0-\frac{\Delta h_2}{h_0}\,(1+e_0). \tag{5.7}$$

Pe baza celor menționate se poate scrie legea îndesării, sub forma

$$\varepsilon=\frac{\Delta h}{h}=\frac{\Delta e}{1+e}, \tag{5.8}$$

care exprimă legătura dintre deformația specifică ε și variația indicelui porilor terenului provocată de o încărcare dată.

5.1.3. STUDIUL TEORETIC AL COMPRESIBILITĂȚII CU DEFORMAȚII LATERALE ÎMPIEDICATE

Studiile experimentale au pus în evidență faptul că între presiunea și indicele porilor există o legătură a cărei reprezentare grafică, de principiu, este dată în figura 5.6. Din grafic rezultă că, pentru un interval de presiuni dat, se poate scrie relația

$$a_v=\frac{e_1-e_2}{p_2-p_1}=-\frac{\Delta e}{\Delta p}\quad[L^2\cdot F^{-1}], \tag{5.9}$$

care reprezintă tangenta unghiului pe care-l face secanta ce trece prin punctele M_1 și M_2 cu orizontala. La limită, pentru $\Delta p=dp$, ea reprezintă

În urma încărcării cu sarcini axiale, care produc presiunile uniform distribuite p_1 și p_2, proba suferă deformații pe verticală, egale cu Δh_1 și Δh_2. În timpul deformării înălțimea fazei solide h_s, rămîne constantă, deformația Δh, fiind o consecință a reducerii volumului porilor (fig. 5.5, *b*). Proba neputîndu-se deforma transversal, se poate scrie expresia volumului total, funcție de volumul porilor și al fazei solide :

$$V_0 = Ah_0 = V_{p0} + V_s = V_s\left(1 + \frac{V_{p0}}{V_s}\right) = V_s(1+e_0), \tag{5.2}$$

$$V_1 = A(h_0 - \Delta h_1) = V_{p1} + V_s = V_s\left(1 + \frac{V_{p1}}{V_s}\right) = V_s(1+e_1), \tag{5.3}$$

$$V_2 = a(h_0 - \Delta h_2) = V_{p2} + V_s = V_s\left(1 + \frac{V_{p2}}{V_s}\right) = V_s(1+e_2). \tag{5.4}$$

Împărțind V_1 și V_2 la V_0 se obține :

$$\frac{V_1}{V_0} = \frac{h_0 - \Delta h_1}{h_0} = \frac{1+e_1}{1+e_0} \quad \text{și} \quad \frac{V_2}{V_0} = \frac{h_0 - \Delta h_2}{h_0} = \frac{1+e_2}{1+e_0}. \tag{5.5}$$

Scăzînd numitorul din numărător se obțin deformațiile specifice :

$$\frac{\Delta h_1}{h_0} = \frac{e_0 - e_1}{1+e_0} \quad \text{și} \quad \frac{\Delta h_2}{h_0} = \frac{e_0 - e_2}{1+e_0}. \tag{5.6}$$

Cu ajutorul acestor relații se pot calcula valorile indicilor porilor din deformațiile specifice ale probei de pămînt :

$$e_1 = e_0 - \frac{\Delta h_1}{h_0}(1+e_0) \quad \text{și} \quad e_2 = e_0 - \frac{\Delta h_2}{h_0}(1+e_0). \tag{5.7}$$

Pe baza celor menționate se poate scrie legea îndesării, sub forma

$$\varepsilon = \frac{\Delta h}{h} = \frac{\Delta e}{1+e}, \tag{5.8}$$

care exprimă legătura dintre deformația specifică ε și variația indicelui porilor terenului provocată de o încărcare dată.

5.1.3. STUDIUL TEORETIC AL COMPRESIBILITĂȚII CU DEFORMAȚII LATERALE ÎMPIEDICATE

Studiile experimentale au pus în evidență faptul că între presiunea și indicele porilor există o legătură a cărei reprezentare grafică, de principiu, este dată în figura 5.6. Din grafic rezultă că, pentru un interval de presiuni dat, se poate scrie relația

$$a_v = \frac{e_1 - e_2}{p_2 - p_1} = -\frac{\Delta e}{\Delta p} \quad [L^2 \cdot F^{-1}], \tag{5.9}$$

care reprezintă tangenta unghiului pe care-l face secanta ce trece prin punctele M_1 și M_2 cu orizontala. La limită, pentru $\Delta p = dp$, ea reprezintă

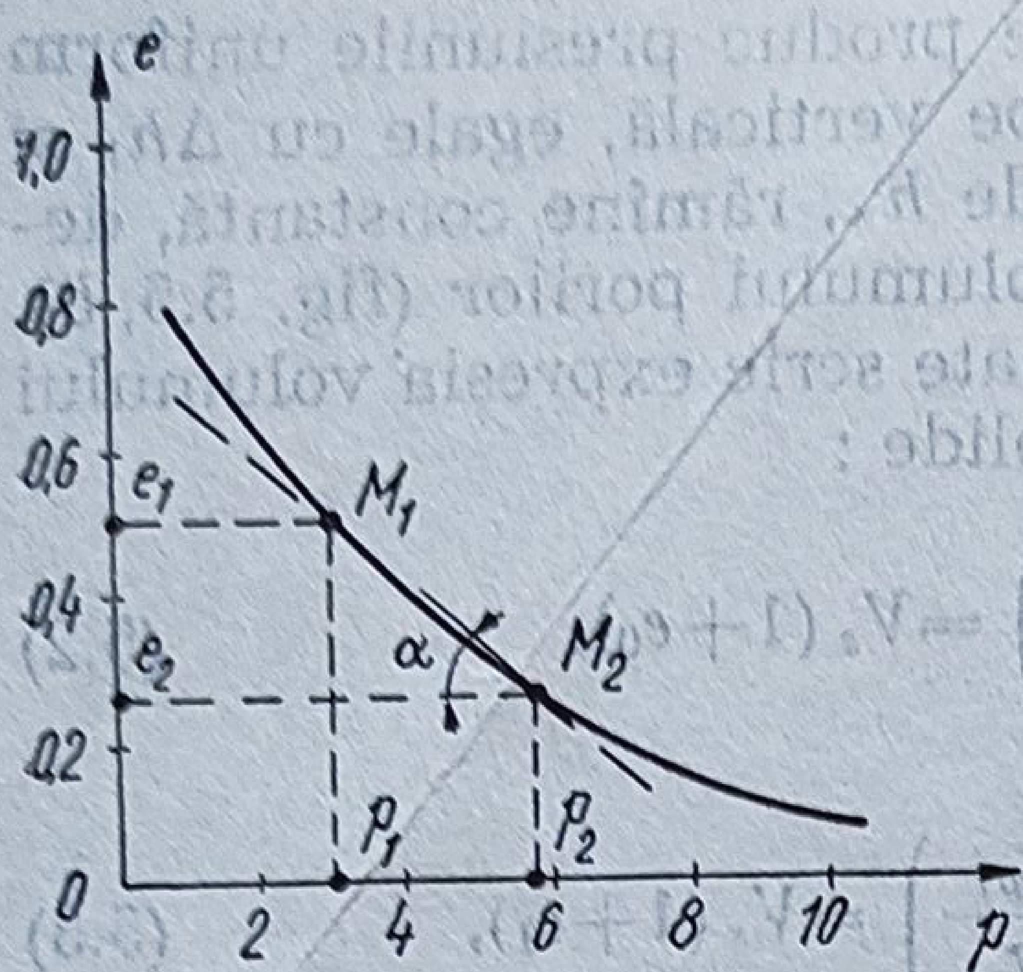


Fig. 5.6. Relația presiune-indicele porilor.

tangenta la curba obținută experimental pentru o anumită valoare p a presiunii. Semnul minus evidențiază faptul că la cea mai mică creștere a presiunii verticale se înregistrează o scădere a indicelui porilor. Se observă că mărimea tangentei unghiului α scade ca valoare pe măsura creșterii presiunii. Rezultă că un pămînt supus inițial la o presiune mai mare va avea deformații mai reduse pentru același spor de presiune decît un pămînt supus inițial la o presiune mai mică, fapt confirmat de practică.

Coeficientul a_v poartă denumirea de *coeficient de compresibilitate* și permite o clasificare a pămînturilor compresibile. Dacă $a_v \geqslant 0{,}1$ cm²/daN, terenul este foarte compresibil, impunîndu-se măsuri de consolidare pentru a feri construcțiile de efectele tasărilor periculoase. Cînd a_v are valori de ordinul a 0,01 cm²/daN, terenurile se consideră de compresibilitate medie, impunîndu-se luarea în considerare a tasărilor probabile ce pot să apară sub fundații. Pentru $a_v \leqslant 0{,}001$ cm²/daN, terenul se consideră practic incompresibil, fiind capabil să preia în condiții bune încărcările transmise de construcții.

Variind în raport cu p, coeficientul de compresibilitate nu poate fi considerat ca o constantă depinzînd numai de tipul de pămînt avut în vedere; pentru a elimina acest inconvenient, se introduce noțiunea de *indice de compresiune* C_c, definit prin relația

$$a_v = \frac{C_c}{p}. \tag{5.10}$$

Coeficientul de compresibilitate scade cu cît presiunea la care ne referim este mai mare. Trecînd la limită expresia pentru a_v și înlocuind a_v cu C_c/p se obține:

$$\frac{\mathrm{d}e}{\mathrm{d}p} = -\frac{C_c}{p}, \tag{5.11}$$

de unde se obține

$$\mathrm{d}e = -\frac{C_c}{p}\,\mathrm{d}p, \tag{5.12}$$

ecuația diferențială a curbei care reprezintă legătura dintre variația indicelui porilor funcție de variația presiunii. Integrînd între limitele e_1 și e_2, respectiv p_1 și p_2 rezultă:

$$\int_{e_1}^{e_2} \mathrm{d}e = -C_c \int_{p_1}^{p_2} \frac{\mathrm{d}p}{p}; \quad e_2 - e_1 = -C_c \ln \frac{p_2}{p_1}, \tag{5.13}$$

sau

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\ln \dfrac{p_2}{p_1}} = \frac{e_1 - e_2}{\ln p_2 - \ln p_1}. \tag{5.14}$$

Indicele de compresiune, reprezintă panta porțiunii liniare a curbei de compresiune, în reprezentare semilogaritmică (fig. 5.7).

Relația corespunde pămînturilor compresibile și pentru o scară largă de presiuni, respectiv pămînturilor argiloase.

Pentru pămînturi avînd compresibilitate medie și o diferență de presiuni redusă arcul de curbă se înlocuiește cu coarda corespunzătoare, relația devenind

$$e_1 - e_2 = C_c(p_2 - p_1) \tag{5.15}$$

În cazul în care înlocuirea arcului cu coarda ar introduce erori mari, indicele de compresiune se stabilește aplicînd reprezentarea semilogaritmică și relația (5.14).

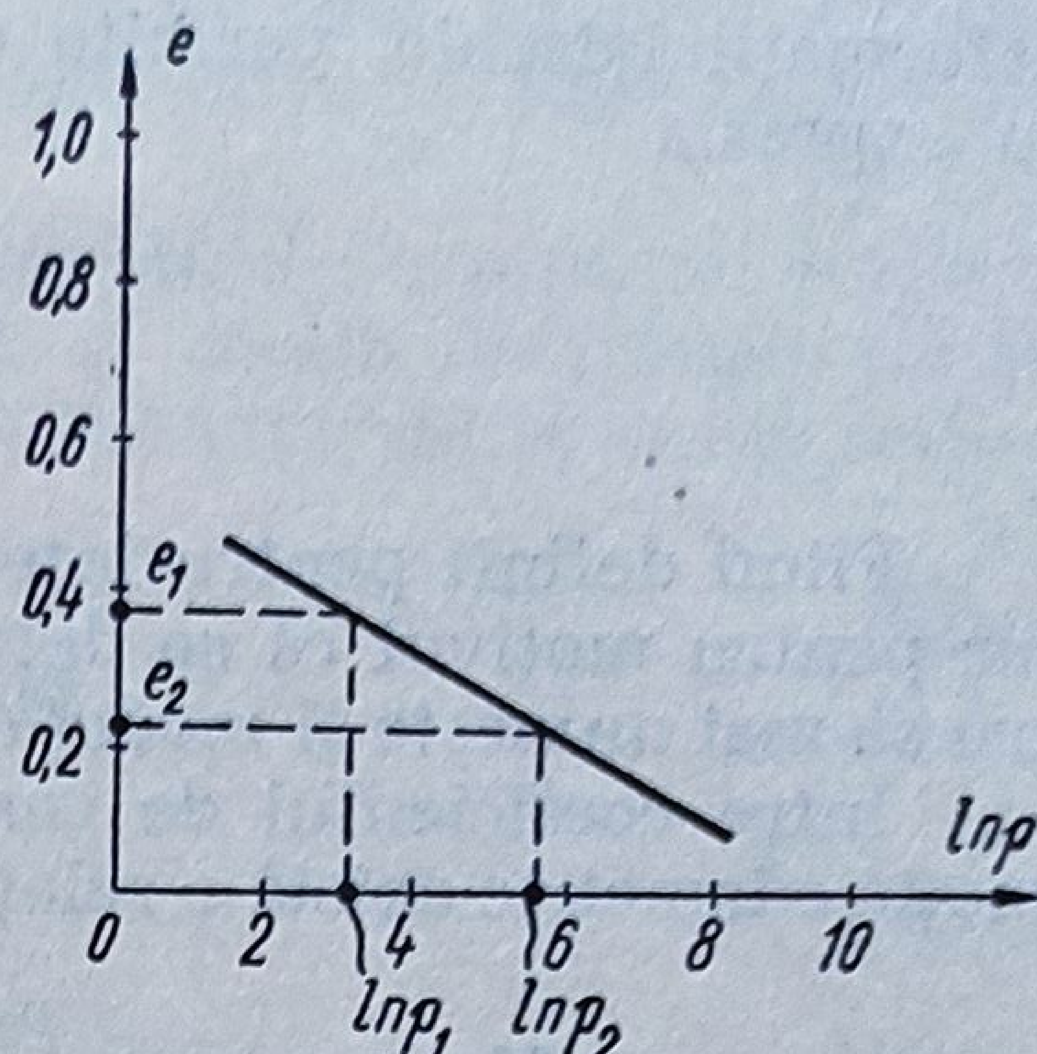


Fig. 5.7. Relația presiune-indicele porilor, în reprezentare semilogaritmică : **ln p—e.**

Relația dintre tasarea relativă a unui strat și variația indicelui porilor din acel strat, supus la o presiune uniformă pe toată suprafața sa, poate servi la calculul tasării sub influența presiunii respective. Înmulțindu-se expresia tasării specifice la numitor și la numărător cu diferența de presiuni care a dat naștere acestei tasări, se obține :

$$\frac{\Delta h_1}{h_0} = \frac{e_1 - e_0}{1 + e_0} \cdot \frac{p_1 - p_0}{p_1 - p_0} = m_v(p_1 - p_0) = m_v \Delta p, \tag{5.16}$$

m_v fiind denumit coeficient de compresibilitate volumică și are expresia

$$m_v = \frac{e_1 - e_0}{1 + e_0} \cdot \frac{1}{p_1 - p_0} = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \cdot \frac{1}{\Delta p} = \frac{a_v}{1 + e_0} \quad [L^2 \cdot F^{-1}]. \tag{5.17}$$

Construindu-se curba de corelație dintre mărimea presiunii exprimată în coordonate logaritmice și cea a deformațiilor specifice în procente, se obține o curbă ca cea din figura 5.8, care, în cazul compresibilității fără

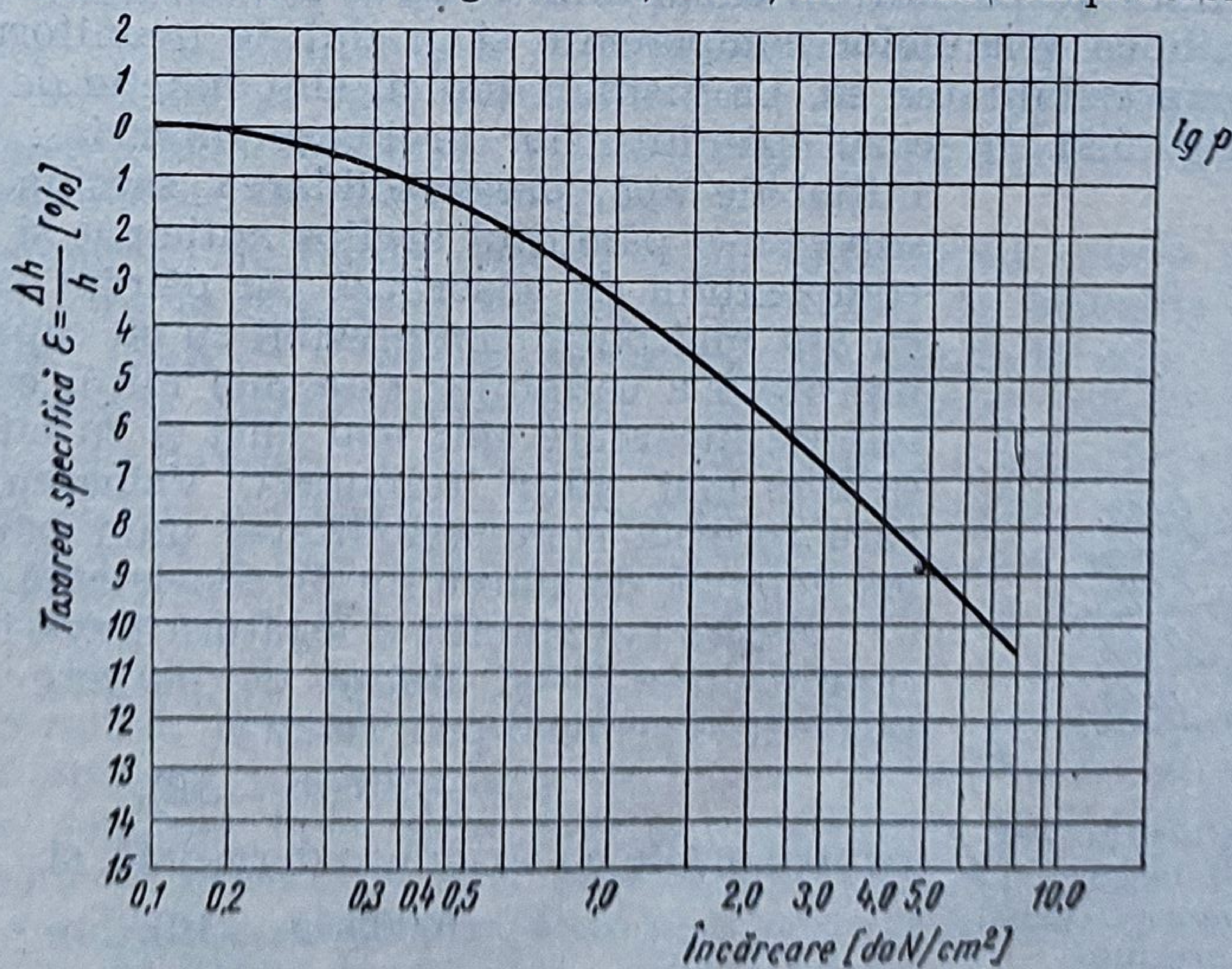


Fig. 5.8. Curba de compresiune-tasare.

deformaţii laterale, permite exprimarea modulului de deformaţie liniară, cu expresia

$$M=\frac{p_2-p_1}{\frac{\Delta h_2}{h_0}-\frac{\Delta h_1}{h_0}} \quad [\mathrm{F}\cdot\mathrm{L}^{-2}]. \tag{5.18}$$

Fiind definit pentru intervalul de presiuni p_2 şi p_1, se va nota cu M_{21}, iar pentru motivul că se determină prin încercări de laborator în edometru se mai numeşte şi *modul de deformaţie edometric*.

Între coeficientul de compresibilitate volumică şi modulul de deformaţie edometric există o relaţie de legătură :

$$M_{21}=\frac{p_2-p_1}{\left(\frac{\Delta h}{h}\right)p_2-\left(\frac{\Delta h}{h}\right)p_1}=\frac{p_2-p_1}{e_1-e_2}\,(1+e_0), \tag{5.19}$$

sau sub forma

$$M=\frac{\Delta p}{\Delta e}\,(1+e_0)=\frac{1+e_0}{a_v}=\frac{1}{m_v}. \tag{5.20}$$

Pentru pămînturile saturate se pot determina condiţiile de deformare şi prin cîntărirea probei după fiecare încărcare şi determinarea umidităţii ei, dat fiind că toate golurile sînt umplute cu apă. În acest caz există o interdependenţă între umiditatea la saturaţie şi indicele porilor :

$$w_{sat}=\frac{e\cdot\gamma_w}{\gamma_s},$$

de unde

$$e=\frac{w_{sat}\cdot\gamma_s}{\gamma_w}. \tag{5.21}$$

Factorii care determină mărimea compresibilităţii unui pămînt sînt funcţie de tipul de pămînt. În cazul unui nisip avînd acelaşi indice al porilor, rotunjimea granulelor componente şi gradul de neuniformitate determină compresibilitatea sa. La nisipuri indicii sînt funcţie de gradul de îndesare (fig. 5.9). În cazul pămînturilor argiloase intervin : conţinutul iniţial de apă, preconsolidarea, sarcina pe care a suportat-o pămîntul argilos anticipat şi caracterul complexului de adsorbţie. Un pămînt argilos este cu atît mai puţin compresibil cu cît capacitatea de hidratare a cationilor este mai mică, cu cît treptele de încărcare sînt mai mici şi cu cît structura sa este mai puţin tulburată. Valoarea indicilor care reflectă compresibilitatea unui pămînt argilos depinde de starea lui de consistenţă.

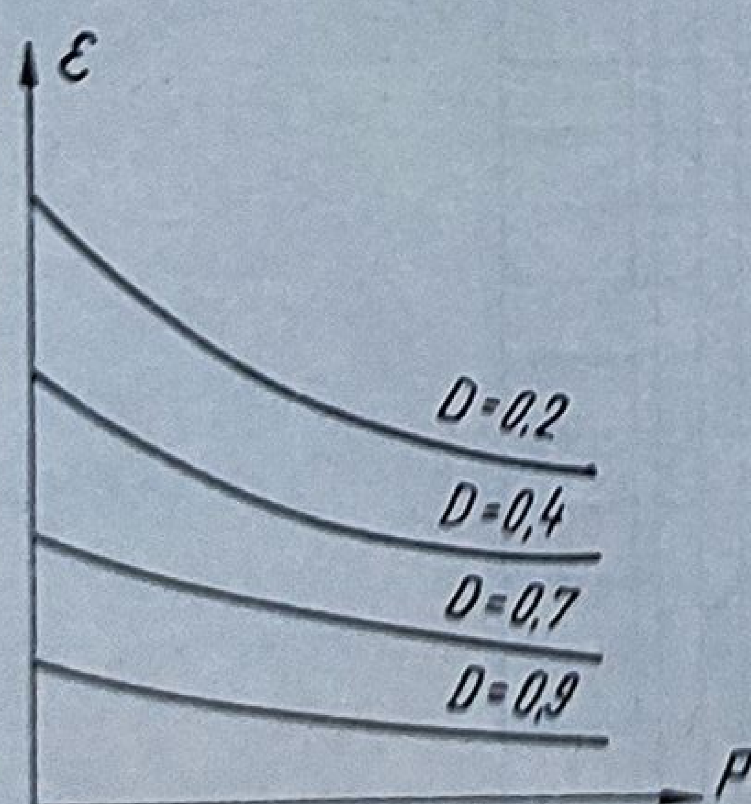


Fig. 5.9. Influenţa gradului de îndesare la nisipuri asupra curbei de compresiune-porozitate.

Astfel s-a stabilit o legătură între indicele de compresiune C_c şi limita de curgere w_L, care poate fi exprimată prin relaţia

$$C_c=0{,}007(w_L-10), \tag{5.22}$$

pentru argile cu structura deranjată, şi

$$C_c=0{,}009(w_L-10), \tag{5.23}$$

pentru argile cu structura nederanjată.

Aceste relații pot da față de realitate erori de pînă la 30%. Pentru pămînturile argiloase se poate stabili o corelație între indicele de plasticitate și coeficientul de compresibilitate.

Pentru o probă saturată, determinînd intervalul de presiuni în care umiditatea se reduce de la limita de curgere la limita de frămîntare și presupunînd că porozitatea variază liniar în acest interval se poate scrie :

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta p} = \frac{e_L - e_p}{\Delta p}. \tag{5.24}$$

În baza relației (5.21) se poate scrie :

$$a_v = \frac{\dfrac{w_L \cdot \gamma_s}{\gamma_w} - \dfrac{w_P \cdot \gamma_s}{\gamma_w}}{\Delta p} = \frac{w_L - w_P}{\Delta p} \frac{\gamma_s}{\gamma_w} = \frac{I_P}{\Delta p} \frac{\gamma_s}{\gamma_w}. \tag{5.25}$$

Problema studierii compresibilității unui pămînt este mai complexă, deoarece pămînturile întîlnite în stratificația terenului de fundare suportă, în prezent, sarcina provenită din straturile de deasupra, denumită *sarcină geologică* sau presiune geologică, notată cu σ . În trecut, este posibil ca ele să fi suportat și sarcini mai mari provenite din straturi care ulterior au fost erodate. Săparea gropii de fundare duce la descărcarea pămîntului, iar executarea construcției la încărcarea lui din nou. Din acest motiv este necesar să se analizeze nu numai fenomenul de încărcare a unui pămînt ci și fenomenul încărcării, descărcării și reîncărcării sale (fig. 5.10). Porțiunea aproape orizontală la începutul descărcării se explică prin faptul că forțele de coeziune mărite prin reducerea porozității probei se opun la început tendinței de pătrundere a apei din afară printre particulele solide. Indicele porilor pentru presiunea p are două valori, una pentru comprimare și alta mai mică pentru recomprimare. Se formează o curbă histerezis a cărei înclinare este cu atît mai mare cu cît presiunea inițială este mai mare. Prin descărcare, neajungîndu-se la indicele inițial al porilor, comprimarea produce o deplasare relativă a particulelor scheletului într-o nouă poziție, deci ea este însoțită de o alunecare interioară relativă a particulelor, care inevitabil duce la distrugerea structurii inițiale. Rezistența la compresiune a unui pămînt este prin urmare condiționată în mare măsură de rezistența sa la forfecare.

În practică se întîlnește deseori cazul solicitărilor scurte și repetate. Deformația care se obține se datorește unei stări de tensiune la care nu este suficient timp de a se realiza deformația completă sub sarcină la o singură încărcare. Dacă presiunile sînt egale, la toate solicitările care se produc succesiv în timp, se constată că deformația crește cu creșterea numărului de cicluri de încărcare și descărcare. În același timp se observă din figura 5.11, că deformațiile corespunzătoare fiecărei încărcări noi sînt din ce în ce mai mici. S-a constatat, de asemenea, că deformațiile remanente scad mai repede ca cele elastice cu creșterea numărului de reîncărcări. La un număr mare de reîncărcări deformațiile capătă caracterul unor deformații aproape elastice. La reîncărcare, curbele coincid cu cele de descărcare, deoarece toate deformațiile permanente sînt deja consumate. Necoincidența în practică a celor două ramuri se explică prin faptul că la vitezele de deformare obișnuite, deformația nu se poate dezvolta complet și apare o buclă histerezis.

Fig. 5.11. Curba de compresiune-tasare, în cazul încărcărilor repetate.

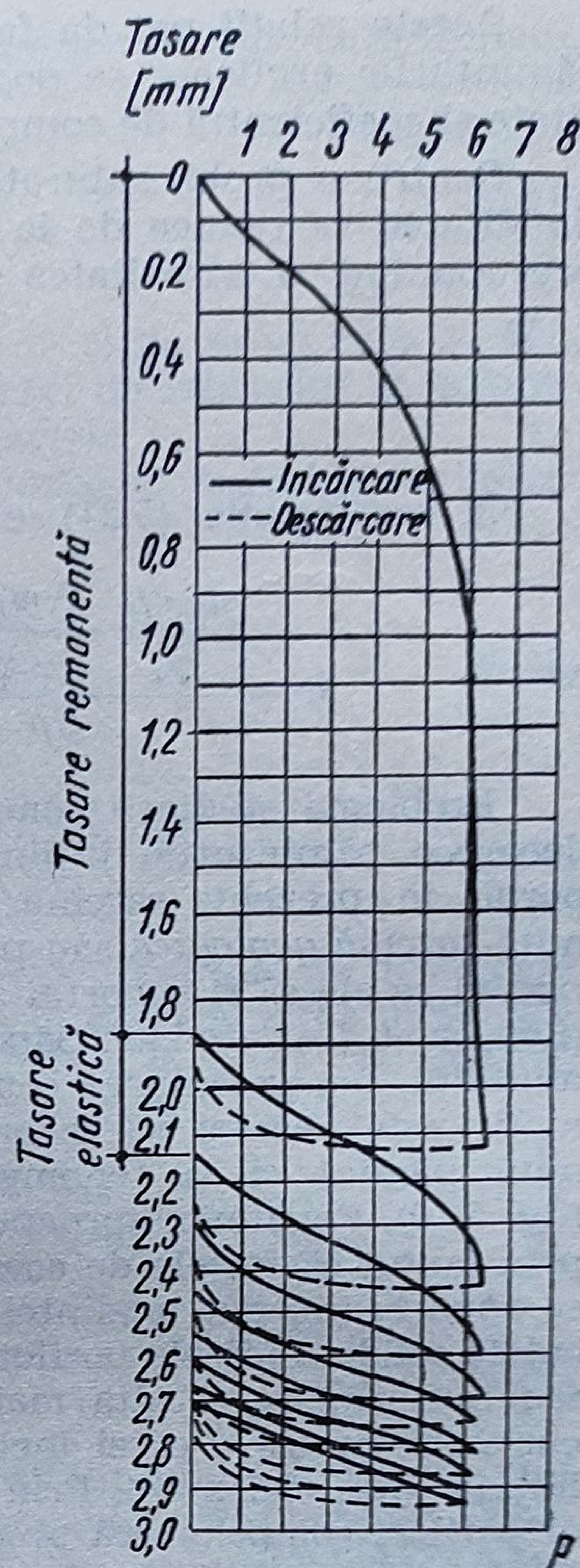
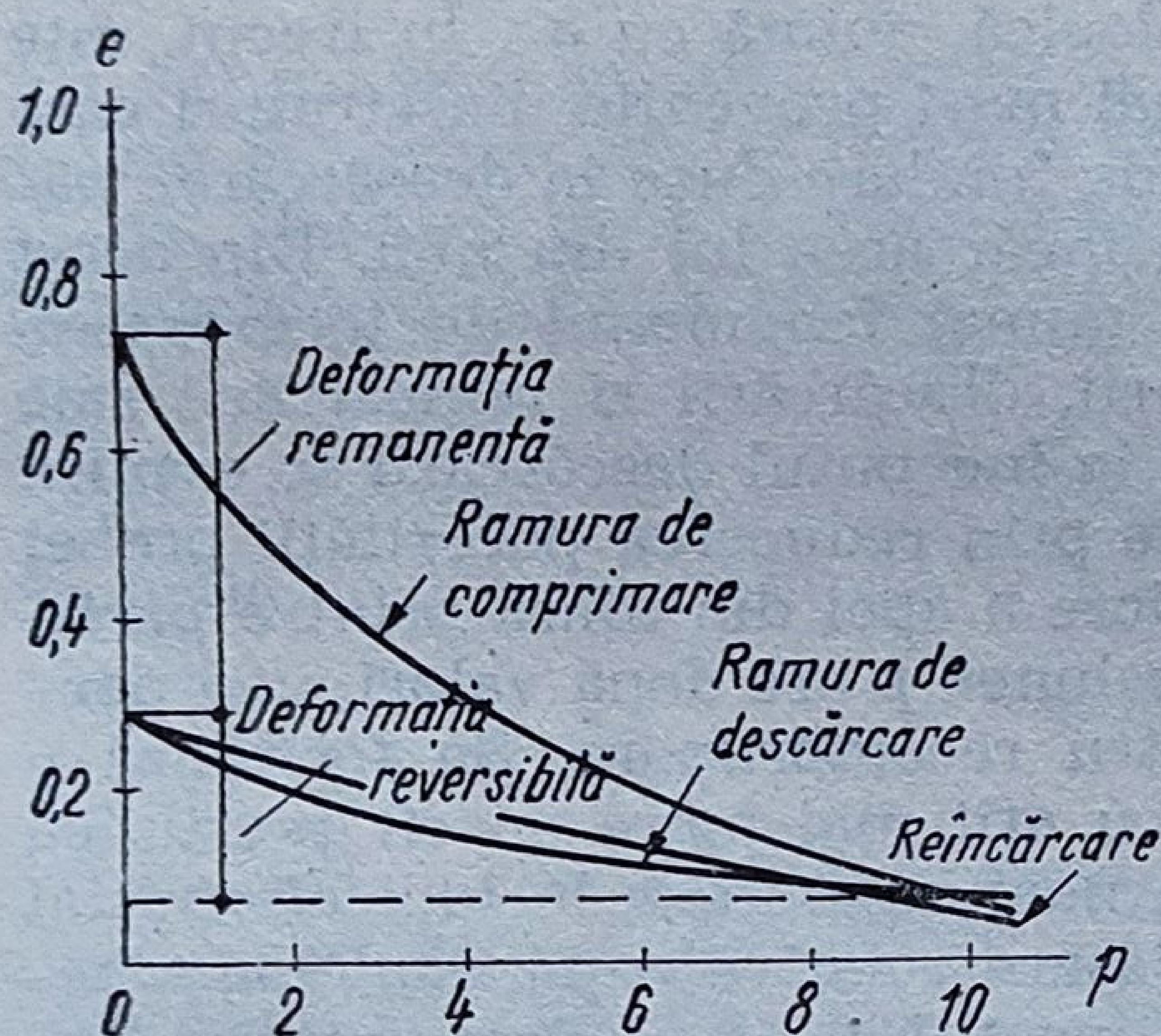


Fig. 5.10. Curba de compresiune-tașare : încărcare-descărcare-reîncărcare.



5.1.4. STUDIUL TEORETIC AL COMPRESIBILITĂȚII CU DEFORMAȚII LATERALE LIBERE

După cum s-a văzut, schema de calcul pentru determinarea caracteristicilor de deformabilitate a pămînturilor presupune că deformațiile laterale sînt împiedicate. Deoarece în practică sînt cazuri cînd este greu să se determine gradul în care deformația laterală este împiedicată, se consideră și cazul unui pămînt care nu este împiedicat lateral, cele două cazuri reprezentînd cazuri extreme care pot să apară în realitate.

Modulul care caracterizează deformabilitatea pămîntului în cazul deformării laterale neîmpiedicate poartă denumirea de *modul de deformație* și este o caracteristică analoagă cu modulul de elasticitate care caracterizează deformabilitatea unor corpuri cu proprietăți elastice. Pămîntul nu are proprietăți elastice, deoarece prezintă, după cum s-a văzut, deformații permanente chiar la trepte de încărcare foarte mici.

Raportul dintre creșterea tensiunii ce ia naștere pe suprafața laterală a probei de pămînt datorită împiedicării deplasării laterale și creș-

terea încărcării verticale a fost denumit *coeficientul presiunii în stare de repaus a pămîntului* şi se notează cu K_0 :

$$K_0 = \frac{dq}{dp}. \tag{5.26}$$

Din relaţia care îl defineşte se deduce

$$dq = K_0 dp,$$

de unde

$$q = K_0 \cdot p + C. \tag{5.27}$$

Constanta de integrare C reprezintă presiunea laterală în care caz $p=0$.

Mărimea lui K_0 poate fi determinată teoretic punînd condiţia ca deformaţia specifică transversală să fie zero. Pentru aceasta se aplică relaţia generalizată a lui Hooke :

$$\varepsilon_2 = \frac{1}{E}[\sigma_2 - \mu(\sigma_3 + \sigma_1)] = 0. \tag{5.28}$$

Proba fiind considerată cilindrică şi fără solicitări tangenţiale pe suprafaţa laterală, se poate scrie

$$p = \sigma_1 \text{ şi } q = \sigma_2 = \sigma_3.$$

Substituind în (5.28), rezultă

$$q = \frac{\mu}{1-\mu} p = K_0 p,$$

respectiv

$$K_0 = \frac{\mu}{1-\mu}, \tag{5.29}$$

în care μ este coeficientul lui Poisson. În tabelul 5.1 se dau cîteva valori ale coeficientului K_0.

TABELUL 5.1

Denumirea pămîntului	Coeficientul lui Poisson	K_0
Nisip	0,26...0,29	0,35...0,41
Argilă nisipoasă	0,22...0,41	0,50...0,70
Argilă	0,41...0,43	0,70...0,74

Mărimea coeficientului K_0 la nisipuri depinde de gradul lui de îndesare. În cazul unui nisip îndesat K_0 este 0,49, pentru un nisip cu îndesare medie 0,52, iar pentru nisip afînat 0,64. Pentru argilele moi valoarea lui K_0 este aproximativ egală cu 1,0.

Compresibilitatea cu deformaţii laterale libere este caracterizată prin modulul liniar de deformaţie E, care poate fi exprimat funcţie de modulul

de deformaţie edometric M, echivalînd deformaţiile specifice după verticală, pentru ambele cazuri :

$$\varepsilon = \frac{p}{M} = \frac{1}{E}\left(p - 2p\frac{\mu^2}{1-\mu}\right), \tag{5.30}$$

de unde

$$E = M\left[1 - \frac{2\mu^2}{1-\mu}\right] = \frac{(1+\mu)(1-2\mu)}{1-\mu} M. \tag{5.31}$$

Modulul de deformaţie liniară M se poate determina prin încărcarea probei în edometru sau în aparatul triaxial. Aparatul triaxial dă însă posibilitatea de a crea o stare de tensiuni spaţială care se apropie mai mult de starea de tensiuni reală. În cazul în care presiunile după cele trei direcţii perpendiculare în spaţiu sînt egale se spune că există o *stare de tensiuni hidrostatică*. Deformaţia specifică de volum în această situaţie va fi

$$\frac{dV}{V} = \frac{1-2\mu}{E}(\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3) = \frac{3p'}{E}(1-2\mu), \tag{5.32}$$

în care p' este presiunea hidrostatică din aparatul triaxial.

Se poate determina presiunea din edometru, care produce aceeaşi deformaţie de volum, introducînd în expresia deformaţiei de volum, presiunea axială şi cele laterale care solicită proba în inelul edometric :

$$\frac{dV}{V} = \frac{1-2\mu}{E}(p+2K_0p) = p\,\frac{1-2\mu}{E}(1+2K_0). \tag{5.33}$$

Se observă că aceeaşi deformaţie specifică de volum se poate obţine în ambele aparate dar cu presiuni diferite ; legătura dintre presiunea verticală din edometru şi cea hidrostatică din triaxial, care produce aceeaşi deformaţie specifică de volum, se poate determina prin echivalarea celor două variaţii specifice de volum, obţinîndu-se

$$p = \frac{3p'}{1+2K_0}. \tag{5.34}$$

Caracteristicile de compresibilitate determinate în laborator diferă într-o oarecare măsură de cele din zăcămînt, atît din cauza factorului scară cît şi din cauză că în laborator proba se află în alte condiţii de mediu, peste care se mai suprapune şi un anumit grad de deranjare a structurii naturale a terenului. Din acest motiv compresibilitatea pămînturilor se determină şi în condiţii de zăcămînt natural sau in situ.

5.1.5. STUDIUL COMPRESIBILITĂŢII ÎN EDOMETRU

Proprietăţile de compresibilitate ale terenurilor de fundare pot fi determinate în laborator cu ajutorul aparatului numit edometru. Aparatul se compune din edometrul propriu-zis şi dispozitivul de susţinere şi aplicare a încărcărilor. Părţile principale ale edometrului sînt prezentate în figura 5.12.

Epruveta se recoltează din ștuțul sau monolitul adus din amplasament, atunci cînd încercarea se face pe probe cu structura nederanjată, sau se pregătește în laborator atunci cînd se fac încercări pe probe cu structura deranjată sau care să asigure indici de structură cunoscuți.

Încercările pot fi făcute pe probe la o anumită umiditate, de obicei la umiditatea naturală, sau pe probe saturate.

Epruveta se așază între pietrele poroase, fixîndu-se cilindrul clopot de placa-suport. Cu ajutorul sistemului de încărcare, prin intermediul pistonului cu tijă, se aplică asupra probei presiunea dorită p.

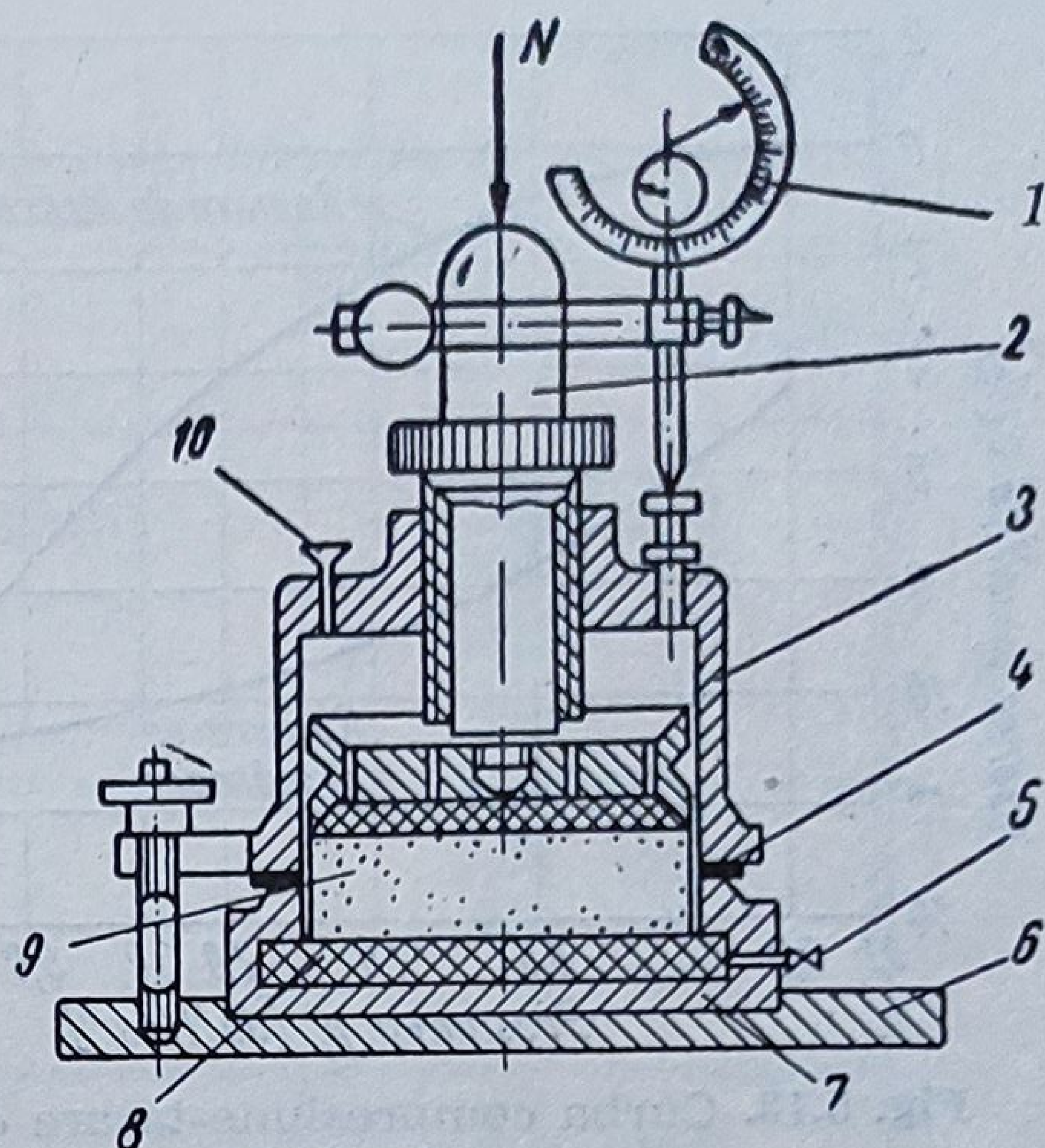


Fig. 5.12. Edometrul :

1 — ceas comparator; 2 — tijă cu piston; 3 — cilindru clopot; 4 — garnitură de cauciuc; 5 — orificiu cu robinet; 6 — placă-suport; 7 — placa inferioară a aparatului; 8 — piatră poroasă; 9 — epruvetă; 10 — pîlnie pentru inundare cu apă.

Deformațiile pe verticală Δh se înregistrează cu ajutorul unui ceas microcomparator, cu precizia de cel puțin 0,01 mm, care este fixat pe tija cu piston, astfel ca tija ceasului comparator să fie în contact cu un reper de referință de pe cilindrul-clopot al edometrului.

Pentru studiul compresibilității pe probe saturate sau inundate, atît cilindrul-clopot cît și partea inferioară a edometrului pot fi echipate cu o pîlnie. La asemenea încercări cele două părți ale aparatului sînt etanșeizate prin intermediul unei garnituri de cauciuc.

Studiul compresibilității cu ajutorul edometrului se realizează prin : încercarea la compresiune-tasare și încercarea la compresiune-consolidare.

5.1.5.1. **Încercarea la compresiune-tasare.** Această încercare permite stabilirea relației presiune-tasare și se execută atunci cînd este necesar calculul tasărilor probabile. Epruveta este supusă unor încărcări în trepte, care asigură o presiune verticală de 0,1 ; 0,2 ; 0,5 ; 1,0 ; 2,0 ; 3,0 ; 5,0 și 10 daN/cm^2 (STAS 8949-71). La fiecare treaptă de încărcare se citește deformația finală, pe verticală Δh, a epruvetei. Se constată că din momentul aplicării unei trepte de încărcare epruveta începe să se taseze, ceasul comparator înregistrînd creșterea deformației pe verticală pînă la o valoare maximă, care este deformația Δh finală, ce corespunde stadiului în care presiunea p aplicată este echilibrată de tensiunile interioare pe care le opune structura pămîntului. Se spune că în această stare epruveta este stabilizată sub acțiunea presiunilor verticale p, deformația Δh înregistrată avînd valoarea maximă.

Se aplică o nouă treaptă, majorînd presiunile verticale aplicate. Proba începe din nou să se deformeze pînă cînd ajunge la stabilizare, respectiv la valoarea deformației maxime corespunzătoare presiunii aplicate.

Pentru fiecare treaptă de încărcare, materializată prin presiunea p_i asupra epruvetei, se măsoară deformația pe verticală Δh_i la stabilizare,

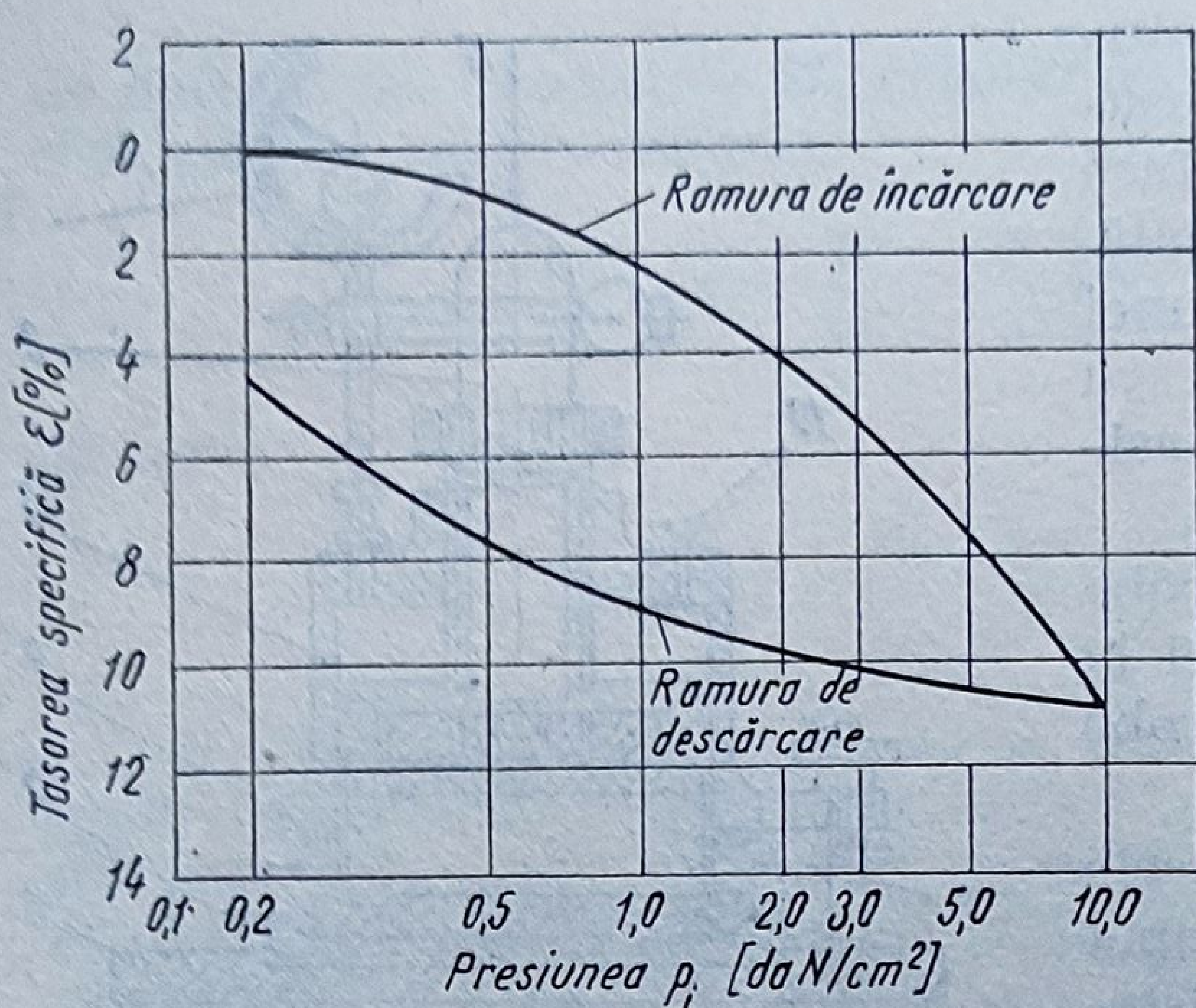


Fig. 5.13. Curba compresiune-tasare obținută în **edometru**

care raportată la înălțimea inițială a probei h_0, va da deformația specifică, sau tasarea specifică ε_i :

$$\varepsilon_i = \frac{\Delta h_i}{h_0} = \left(\frac{\Delta h}{h_0}\right) p_i . \quad (5.35)$$

Reprezentînd într-un sistem de axe semilogaritmic perechile de valori p_i și ε_i, axa orizontală pentru presiunile p_i exprimate în logaritmi zecimali și axa verticală pentru deformațiile specifice exprimate în procente $\varepsilon_i\%$, se obține curba de compresiune-tasare (figura 5.13).

Cu rezultatele obținute prin încercarea de compresiune-tasare se pot defini :

— Modulul de deformație edometric pentru intervalul de presiuni dorit, respectiv pentru intervalul de la 2 la 3 daN/cm²,

$$M = \frac{1}{m_v} = \frac{\Delta p}{\Delta \varepsilon}, \quad \text{sau} \quad M_{2-3} = \frac{1}{\varepsilon_3 - \varepsilon_2} \ [\text{daN/cm}^2]. \quad (5.36)$$

Se confirmă cele arătate la studiul teoretic, privind influența intensității presiunilor asupra modulului de deformație edometric. Pentru același interval de presiuni — unitar — cu cît ne îndepărtăm de originea sistemului de axe, adică cu cît crește încărcarea p, modulul de deformație edometric crește.

În figura 5.14 se dau curbele de compresiune-tasare pentru cîteva terenuri, care evidențiază faptul că, la aceeași creștere de presiune Δp, modulul de deformație edometric M este cu atît mai mic cu cît terenul este mai compresibil. Valorile orientative ale modulului de deformație edometric pentru cîteva pămînturi sînt prezentate în tabelul 5.2.

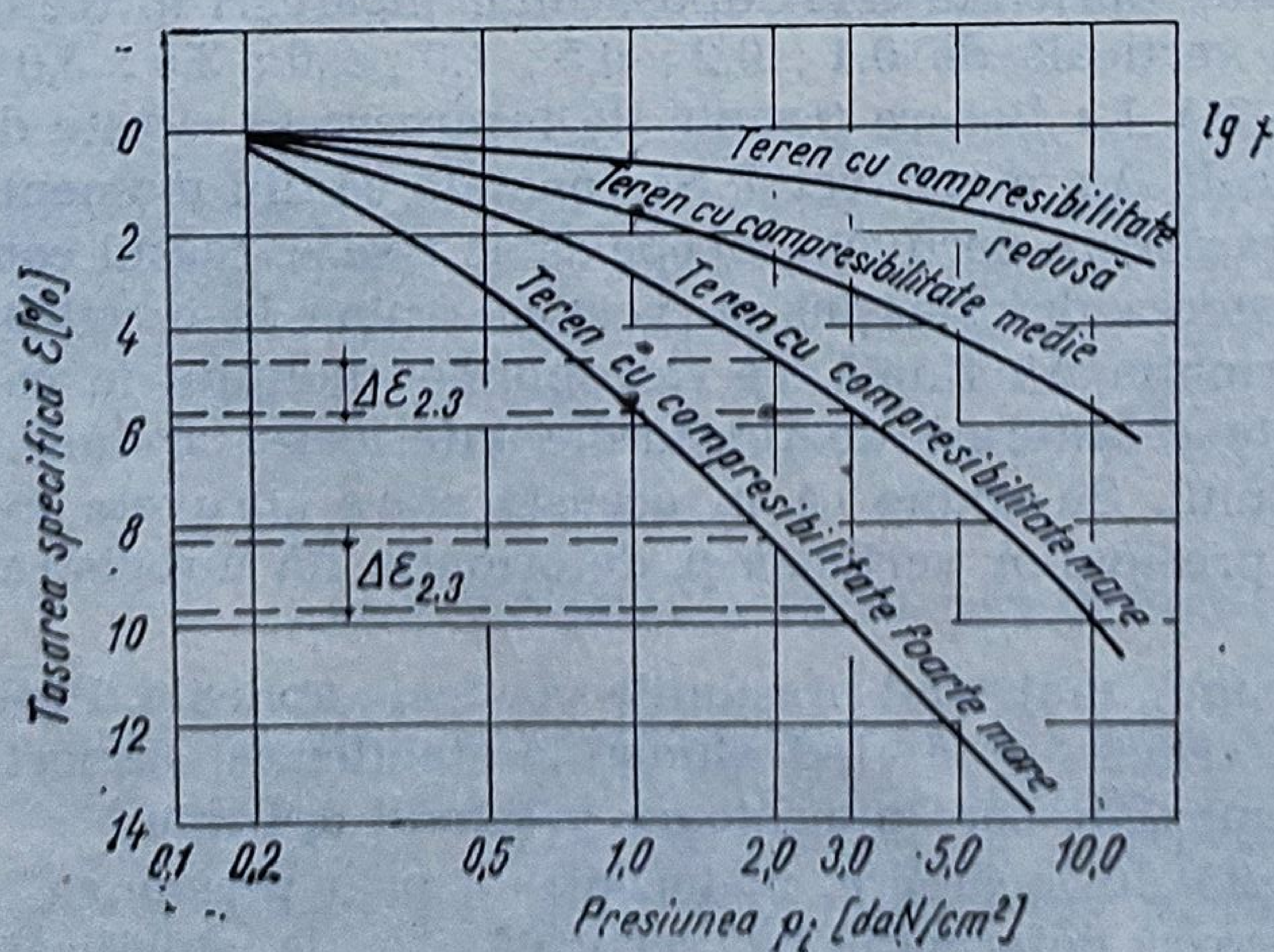


Fig. 5.14. Curba de compresiune-tasare pentru diferite terenuri.

TABELUL 5.

Valori ale modulului de compresibilitate edometric M

Felul pămîntului		M, în daN/cm²
Nisip	Grăunțos cu pietriș	360...480
	Mijlociu	310...420
	Fin, uscat	250...360
	Fin, umed	190...310
Nisip făinos	Uscat	175...210
	Umed	140...175
	Saturat	90...140
Praf (10% particule sub 0,005 mm)	Uscat	125...160
	Umed	90...125
	Saturat	50...90
Argilă	Tare	160...390
	Plastică	40...160

— Coeficientul de compresibilitate

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta p}, \text{ respectiv } a_{v\,2\cdot3} = \Delta e_{2\cdot3} \text{ [cm}^2\text{/daN]}, \tag{5.37}$$

unde Δe reprezintă reducerea indicelui porilor corespunzător creșterii tasării specifice $\Delta\varepsilon$, ca urmare a creșterii presiunii cu Δp, putîndu-se calcula cu relația $\Delta e = \Delta\varepsilon(1+e_0)$:

$$\Delta e_{2\cdot3} = \left[\left(\frac{\Delta h}{h}\right)_{p=3} - \left(\frac{\Delta h}{h}\right)_{p=2}\right](1+e_0). \tag{5.38}$$

— Indicele de compresibilitate

$$C_c = \frac{\Delta e}{\Delta \log p}. \tag{5.39}$$

Pentru pămînturile macroporice sensibile la umezire se poate pune în evidență, prin încercarea la compresiune-tasare, *tasarea suplimentară prin umezire*. Prin umezirea terenurilor macroporice, loessoide, lianții de legătură dintre particule se dizolvă, dispare coeziunea și sub acțiunea presiunilor verticale se produce prăbușirea bruscă a structurii macroporice, însoțită de o reducere a volumului porilor cu aproximativ 40 ... 60%.

Se iau două epruvete, pe cît posibil identice. Pe una din ele se trasează curba de compresiune-tasare la umiditatea naturală, iar pe cea de a doua, aceeași curbă, pînă la presiunea la care dorim să inundăm epruveta. După stabilizarea tasărilor, se inundă proba și se menține în continuare sub aceeași presiune pînă la stabilizare. Cu deformația probei prin

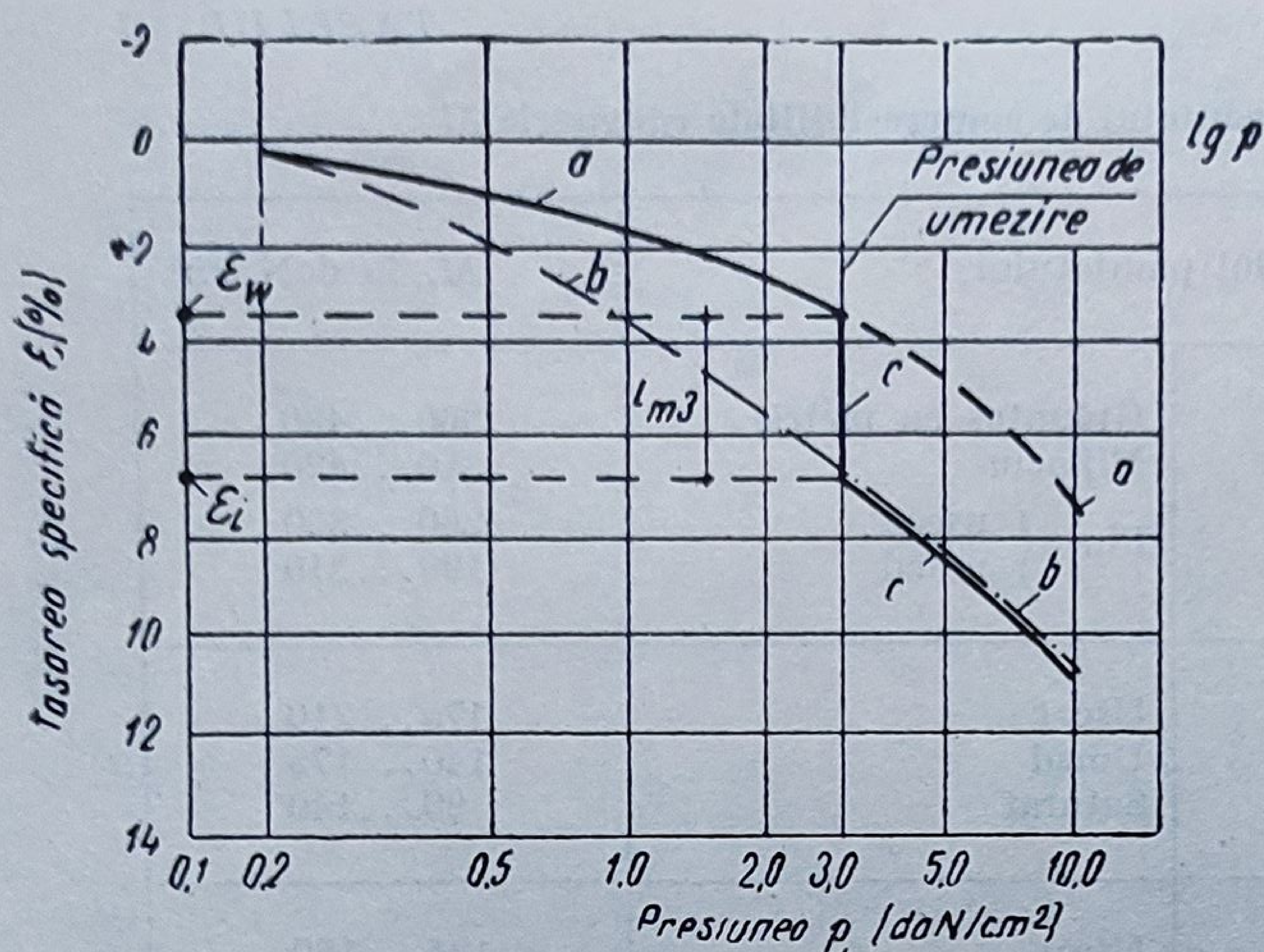


Fig. 5.15. Curba de compresiune-tasare pentru terenuri macroporice: *a* — la umiditate naturală; *b* — inundată; *c* — inundată la presiunea de 3 daN/cm².

inundare se definește tasarea specifică suplimentară prin umezire i_{mp} (fig. 5.15):

$$i_{mp}=\left(\frac{\Delta h}{h}\right)_i-\left(\frac{\Delta h}{h}\right)_w=\varepsilon_i-\varepsilon_w. \tag{5.39}$$

Un teren macroporic se consideră sensibil la umezire dacă tasarea specifică suplimentară prin umezire, sub o presiune constantă de 3 daN/cm², este mai mare de 2 cm/m, $i_{m3}\geqslant 2\%$.

5.1.5.2. **Încercarea la compresiune-consolidare.** Se pune în evidență relația tasare-timp sub acțiunea unei încărcări de intensitate constantă. Încercarea se execută pe epruvete saturate și pentru construcțiile la care este necesar să se cunoască modul de desfășurare a tasărilor în timp.

Epruveta saturată este introdusă în edometru, unde se menține tot timpul imersată în apă.

Sub acțiunea unei trepte de încărcare p, tasările pe verticală se vor desfășura pe măsură ce apa din pori va fi eliminată, ca urmare a presiunii neutrale și a transferării presiunii p scheletului solid sub forma tensiunilor efective. În momentul în care tensiunile interioare echilibrează presiunea exterioară, epruveta se consideră stabilizată, tasarea înregistrată Δh fiind maximă. Procesul de stabilizare a deformațiilor pe verticală, pentru o încărcare dată, cu eliminarea apei din pori, se numește *consolidare*, iar timpul scurs din momentul aplicării treptei de încărcare p, pînă la terminarea consolidării, se numește *timp de consolidare*.

Pentru a putea trasa curba de compresiune-consolidare, ce corespunde unei trepte de încărcare date, se măsoară la anumite intervale de timp (vezi STAS 8942-71), tasarea Δh_i, din momentul aplicării încărcării verticale p, pînă la consolidarea probei. Timpul de consolidare în laborator este de cel puțin 24 h.

În figura 5.16 se pune în evidență relația dintre tasările Δh_i, măsurate la diferite intervale de timp t_i pentru diferite terenuri. În cazul terenurilor granulare, permeabilitatea fiind mare, eliminarea apei din pori are loc cu o viteză mai mare, consolidarea realizîndu-se într-un timp mai scurt. Terenurile argiloase, avînd permeabilitatea mult mai redusă, procesul de consolidare se desfășoară în timp mai îndelungat.

Cu tasările Δh_i se calculează tasările specifice $\left(\frac{\Delta h}{h}\right)_{t_i} = \varepsilon_i$, care corespund timpului t_i. Reprezentînd într-un sistem de axe relația ε_i, t_i (fig. 5.17, *a*), în care axa orizontală reprezintă timpul exprimat în logaritmi zecimali, iar în axa verticală tasările specifice în procente, se obține curba de compresiune-consolidare.

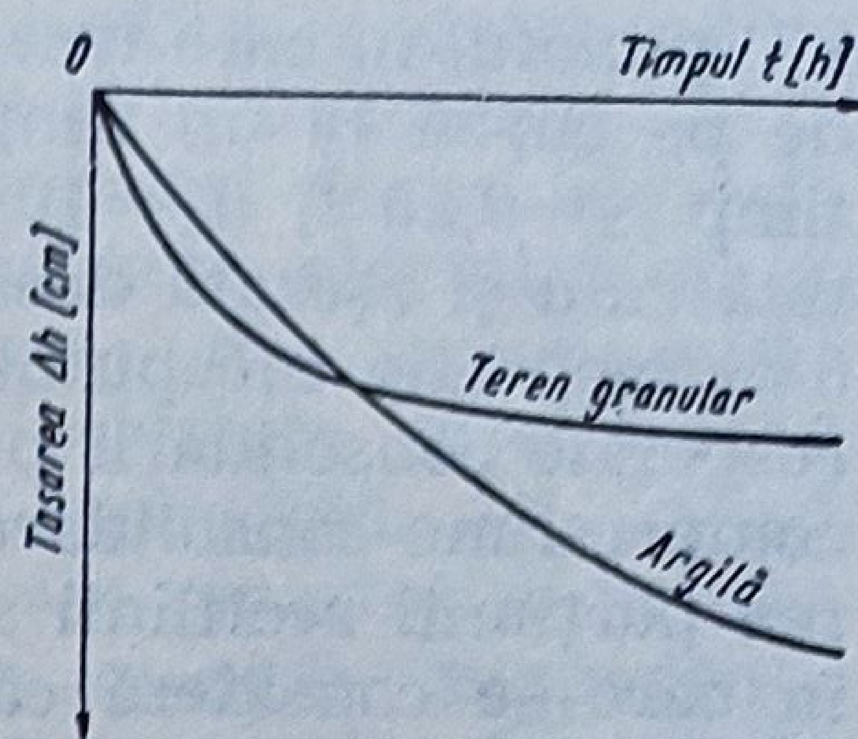


Fig. 5.16. Curba tasare-timp.

Încercarea de compresiune-consolidare, permite stabilirea coeficientului de consolidare C_v, (fig. 5.17, *b*), care se exprimă cu relația

$$C_v = \frac{T \cdot H^2}{t_{50\%}} \; [L^2 \cdot T^{-1}]. \tag{5.40}$$

în care :

T este factorul de timp, o mărime adimensională, a cărei valoare pentru punctul corespunzător unei consolidări de 50% se ia egal cu 0,197 ;

H — drumul parcurs de apă, egal cu jumătatea grosimii epruvetei, corespunzătoare unei consolidări primare de 50% și se calculează cu relația

$$H = \frac{h}{2}\left[1 - \left(\frac{\Delta h}{h}\right)_{t_{50\%}}\right]; \tag{5.41}$$

h — grosimea inițială a epruvetei ;

$t_{50\%}$ — timpul în secunde, corespunzător unei consolidări de 50%.

Timpul $t_{50\%}$ și tasarea specifică $\left(\frac{\Delta h}{h}\right)_{t_{50\%}} = \varepsilon_{t_{50\%}}$ se stabilesc cu ajutorul curbei de compresiune-consolidare (v. fig. 5.17, *a*). Pentru a se sta-

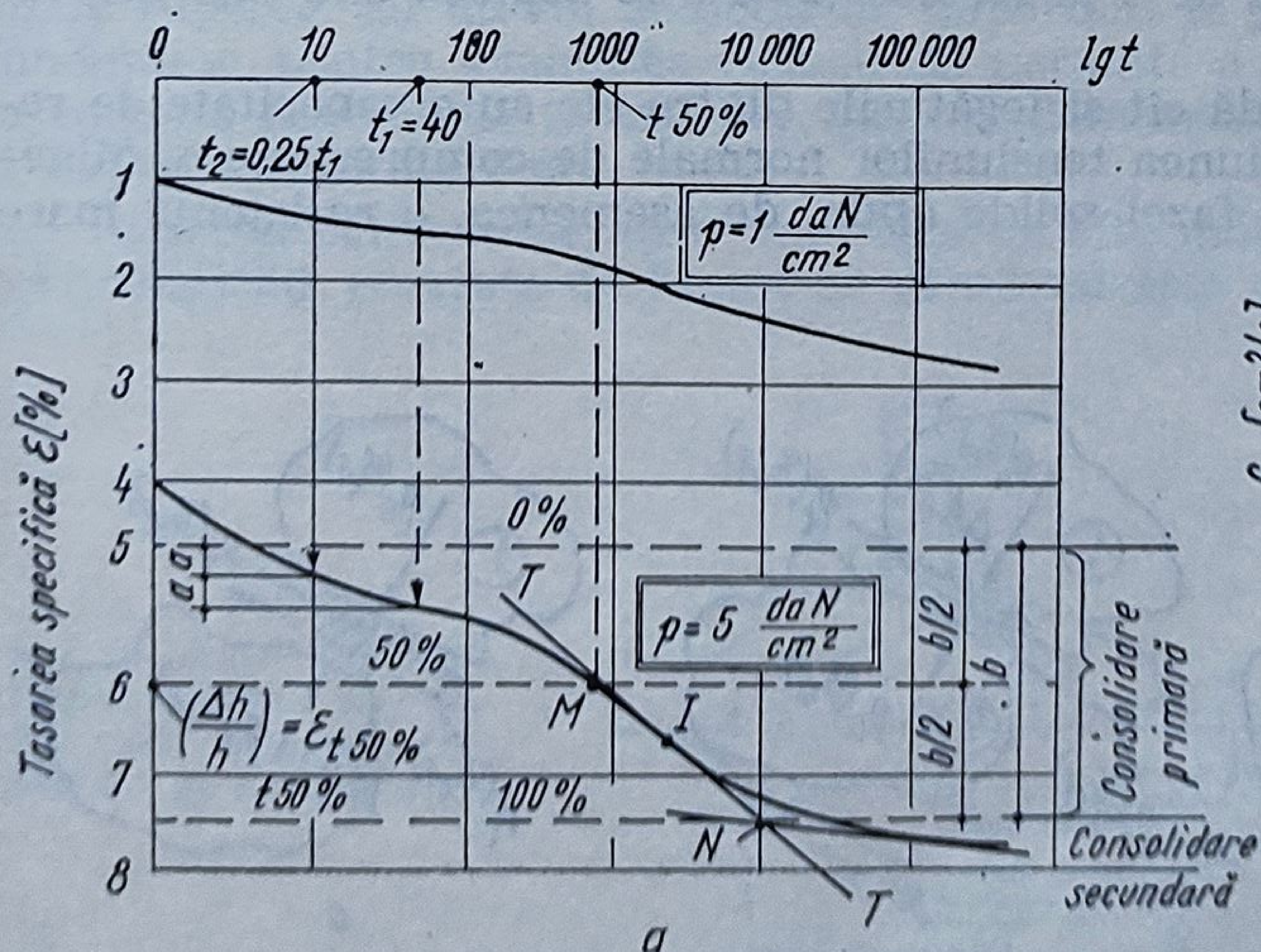


Fig. 5.17. Curba compresiune-consolidare : corelația ε lg *t*; curba C_v—*p*.

bili punctul în care tasarea primară are valoarea zero, se consideră punctul de pe curbă la un timp arbitrar t_1 (se recomandă $t_1=40$ s). Se alege un timp $t_2=0{,}25\ t_1$ ($t_2=10$ s). Diferența de tasare specifică de la t_1 la t_2, notată cu a și așezată deasupra curbei, în dreptul timpului t_2, va defini linia 0%, respectiv începutul consolidării primare. Pentru a defini linia ce corespunde consolidării primare de 100% se duce o tangentă T la curba de compresiune-consolidare prin punctul de inflexiune I al acesteia. Prelungirea porțiunii rectilinii a curbei va intersecta tangenta T într-un punct N, în care se consideră că tasarea primară este consumată în proporție de 100%, deci îi corespunde tasarea specifică $(\Delta h/h)_{100\%}$. Linia dusă la jumătatea distanței b, dintre linia 0% și 100% consolidare, va intersecta curba în punctul M, definit de coordonatele $t_{50\%}$ și $\varepsilon_{t_{50\%}}$.

Avînd în vedere dependența dintre coeficientul de consolidare C_v și coeficientul de permeabilitate k,

$$k=C_v\gamma_w m_v, \tag{5.42}$$

încercarea la compresiune-consolidare poate fi folosită și la studiul permeabilității terenurilor argiloase.

5.2. REZISTENȚA LA FORFECARE A PĂMÎNTURILOR

5.2.1. DEFINIREA REZISTENȚEI LA FORFECARE. LEGEA LUI COULOMB

Încărcările exterioare și greutatea proprie dezvoltă în masa de pămînt tensiuni normale și tangențiale. După cum s-a arătat la studiul compresibilității, tensiunile normale produc îndesarea structurii, apropiind între ele particulele solide și agregatele din componența pămîntului. Tensiunile tangențiale acționează asupra particulelor solide și a legăturilor dintre ele, exercitînd tendința de a le forfeca și de a le deplasa una față de cealaltă (fig. 5.18).

Atît particula solidă cît și legăturile dintre ele au o capacitate de rezistență ridicată la acțiunea tensiunilor normale de compresiune σ. Mineralele din componența fazei solide opun, de asemenea, o rezistență mare

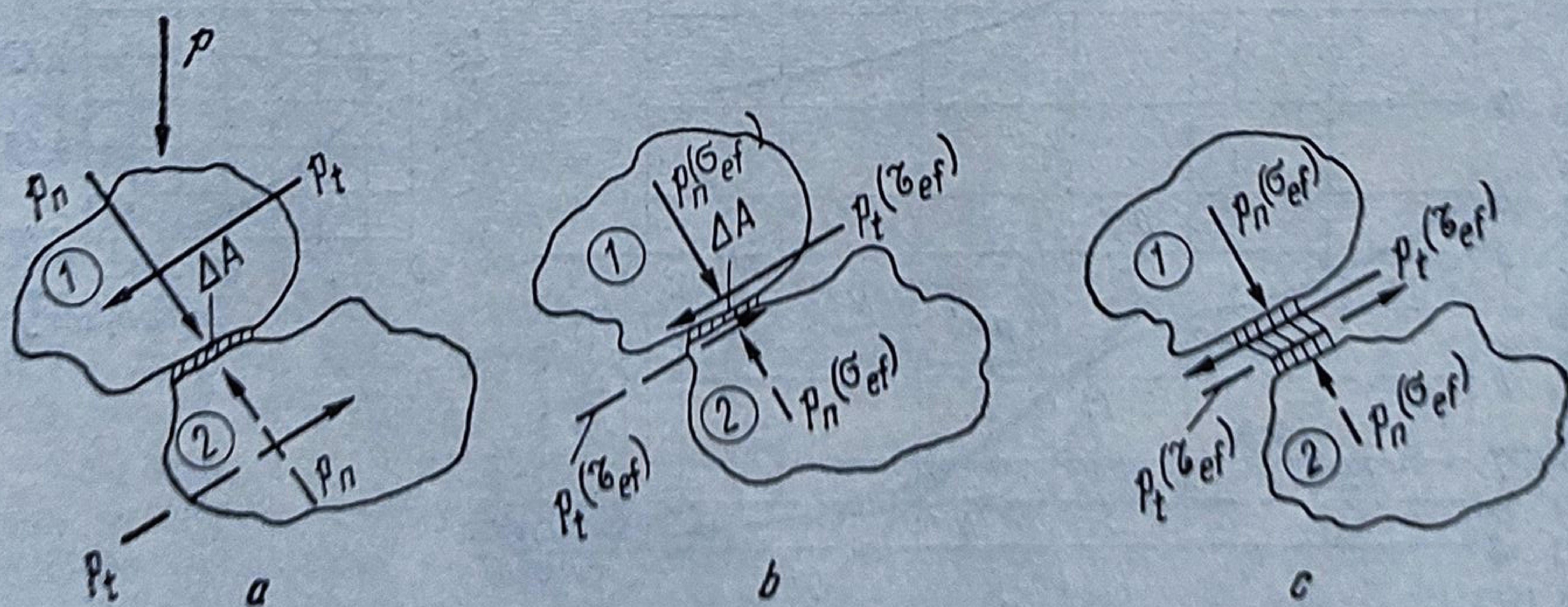


Fig. 5.18. Forfecarea legăturilor dintre particule:
a — forțele care acționează; *b* — forțele în punctul de contact; *c* — cedarea legăturii.

și la acțiunea tensiunilor de forfecare, în timp ce legăturile dintre particule sînt mult mai slabe putînd fi mai ușor distruse prin forfecare.

Considerînd două particule solide, la care contactul dintre ele este numai de natură mecanică, de exemplu, cazul nisipului, efortul total p, ce revine particulei *1* din încărcările exterioare și greutatea proprie a pămîntului situat deasupra ei, se transmite către particula inferioară *2* (fig. 5.18, *a* și *b*), prin intermediul contactului de suprafață ΔA. Acest efort se descompune în : componenta normală p_n, care repartizată contactului ΔA va da tensiunile normale de compresiune σ_{ef} și în componenta p_t, care va produce asupra contactului tensiunea tangențială efectivă de forfecare τ_{ef}.

Dacă tensiunea τ_{ef} este mai mare ca rezistența pe care o poate opune tendinței de forfecare pe direcția de acțiune, contactul și legăturile existente între particule, atunci particulele se vor deplasa una față de cealaltă, urmărind o nouă poziție de echilibru (fig. 5.18, c).

Capacitatea de rezistență, generată de forțele de legătură dintre elementele constitutive ale pămîntului, ce se opun acțiunii tensiunilor tangențiale efective, de forfecare, constituie *rezistența la forfecare a pămîntului*, notată cu τ_f.

Sub acțiunea unor încărcări date, la început, datorită neuniformității legăturilor dintre particule, tensiunile τ_{ef}, depășesc rezistența la forfecare τ_f, la contactele cu legături mai slabe, contacte dispuse dezordonat în masa pămîntului. Surplusul tensiunilor efective de forfecare vor fi transmise prin redistribuire, punctelor din vecinătate. Odată cu creșterea încărcărilor exterioare, cresc tensiunile τ_{ef}, se înmulțesc punctele în care este depășită rezistența la forfecare τ_f, grupîndu-se în zone după care se produce ruperea pămîntului. Aceste zone pot fi aproximate cu suprafețe, numite suprafețe de cedare, de alunecare sau de rupere. O parte din masa de pămînt, împreună cu construcția, vor aluneca pe suprafața de rupere pierzîndu-și echilibrul, în raport cu restul masei de pămînt, care rămîne în echilibru, (fig. 5.19), fenomen cunoscut și sub denumirea de *rupere progresivă*.

Cunoașterea rezistenței la forfecare a pămîntului și condițiile în care apare ruperea, au un rol deosebit de important la proiectarea și calculul fundațiilor, pentru evaluarea capacității portante a terenului de fundare, la calculul stabilității taluzurilor, pentru determinarea împingerii active și pasive a pămîntului etc.

Ruperea pămîntului, spre deosebire de alte materiale, prezintă unele particularități generate de faptul că pămîntul este un sistem trifazic dis-

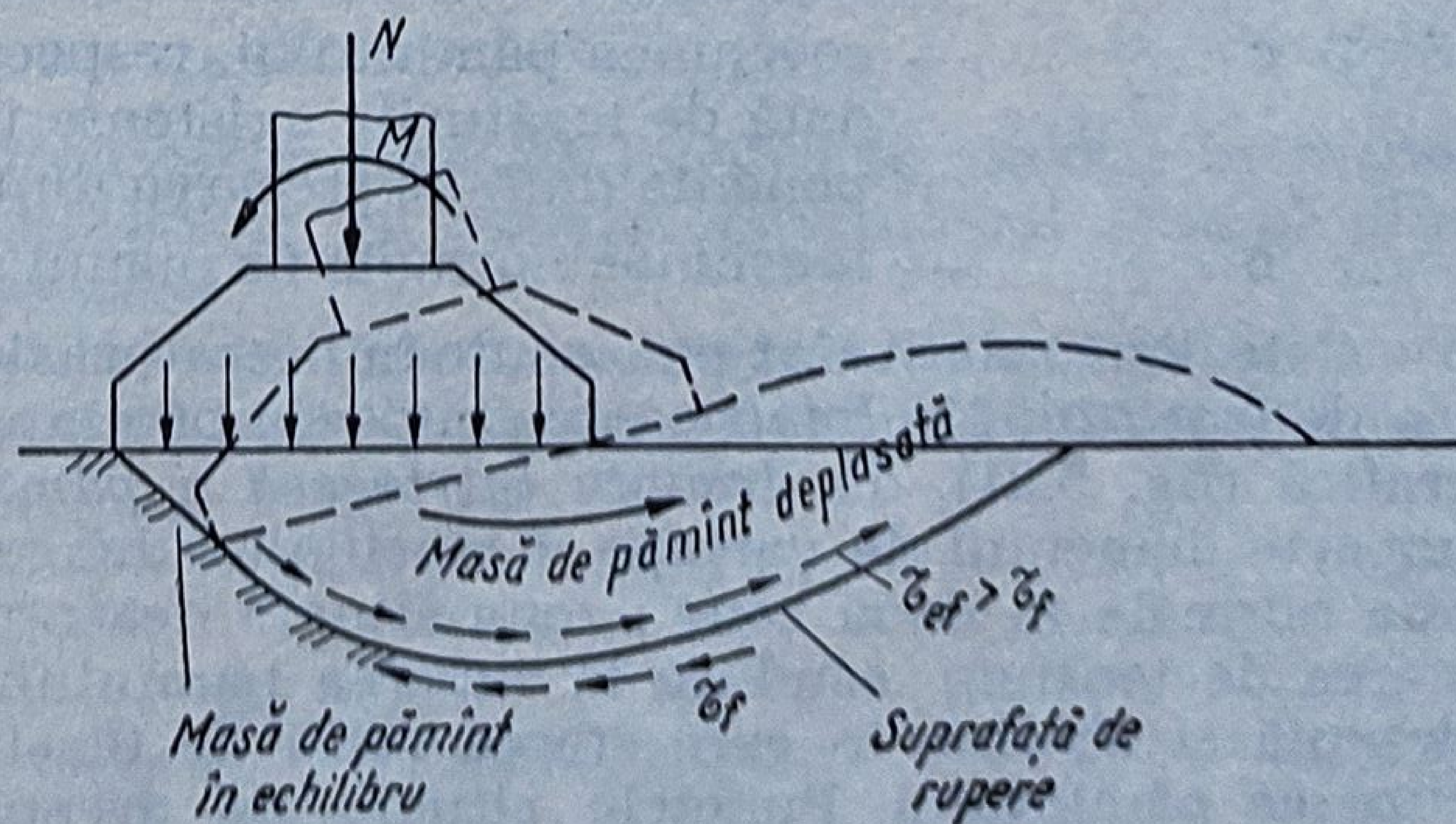


Fig. 5.19. Pierderea echilibrului masei de pămînt prin depășirea rezistenței la forfecare τ_f.

pers, fiecare fază componentă influențînd ruperea prin proprietățile pe care le are.

Pentru a stabili rezistența la forfecare a terenurilor necoezive, a căror legături dintre particule se datoresc numai frecării pe suprafețele lor de contact, se consideră două corpuri în contact pe suprafața A (fig. 5.20), care materializează două particule de pămînt. Se cunoaște că pentru a deplasa corpul *1* în raport cu corpul *2*, este necesar să fie învinsă frecarea dintre ele, adică trebuie acționat asupra corpului *1* cu o forță T, care să satisfacă condiția

$$T \geqslant f \cdot N, \tag{5.43}$$

N fiind forța normală pe suprafața de contact, iar f — coeficientul de frecare dintre cele două corpuri.

Raportînd la suprafața de contact A, se obține

$$\tau = f \cdot \sigma. \tag{5.44}$$

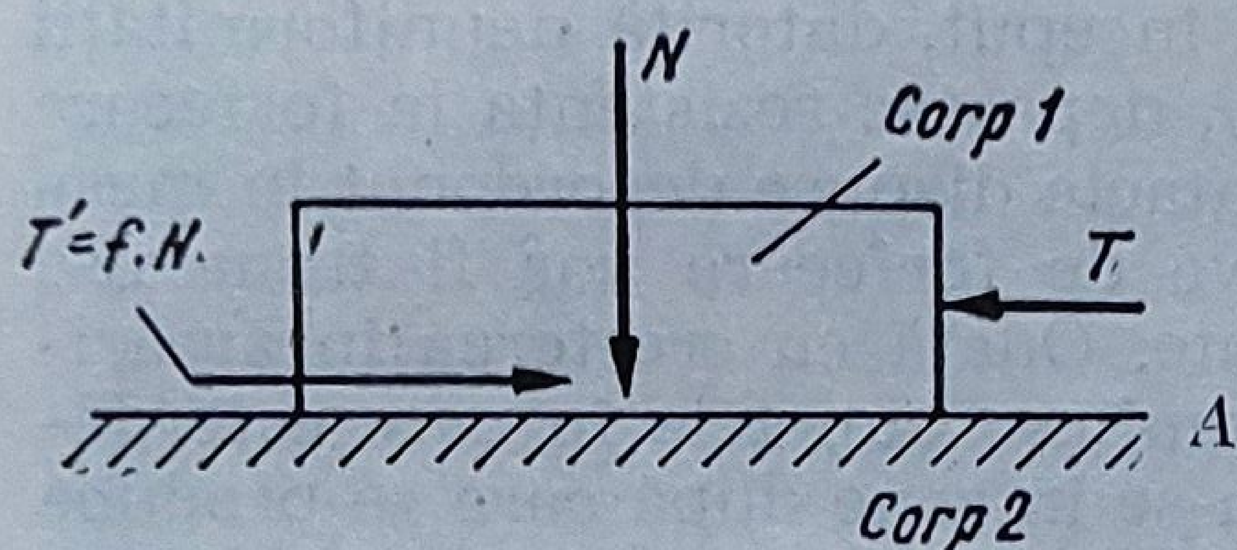


Fig. 5.20. Model mecanic pentru definirea lui τ_f.

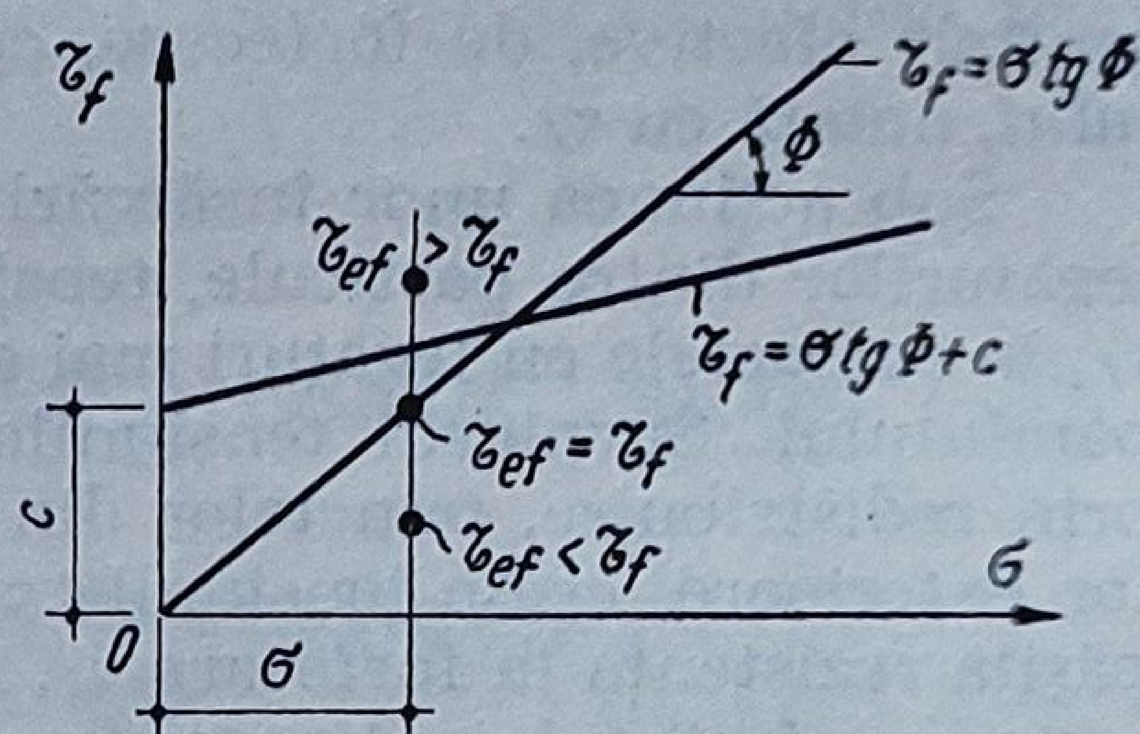


Fig. 5.21. Dreapta intrinsecă a pămîntului.

Particularizînd această relație pentru terenurile granulare, C o u l o m b a stabilit legea ce-i poartă numele

$$\tau_f = \sigma \operatorname{tg} \Phi, \tag{5.45}$$

care, pentru terenurile coezive, se scrie sub forma

$$\tau_f = \sigma \operatorname{tg} \Phi + c, \tag{5.46}$$

unde

$\operatorname{tg} \Phi = f$, este coeficientul de frecare dintre pămînt și pămînt, iar Φ reprezintă unghiul frecării interne a pămîntului ;

c — coeziunea pămîntului, respectiv rezistența la forfecare dată de legăturile existente între particule peste componenta dată de frecarea dintre ele ;

σ — tensiunea normală pe planul de forfecare.

Cele două relații sînt cunoscute în literatura de specialitate sub denumirea de *legea lui Coulomb* pentru ruperea pămîntului, iar reprezentarea lor grafică (fig. 5.21), dă *dreapta intrinsecă a pămîntului*. Această dreaptă împarte domeniul de variație a tensiunilor tangențiale, funcție de tensiunile normale în două zone : zona situată deasupra dreptei, pentru care starea de tensiuni conduce la ruperea pămîntului, și zona cuprinsă între dreaptă și abscisă, în care starea reală de tensiuni nu poate să producă ruperea pămîntului. Punctele situate pe dreapta intrinsecă reprezintă

stări limită de tensiune caracterizate de faptul că $\tau_{ef}=\tau_f$ și la cea mai mică creștere a lui τ_{ef} se produc deformații mari cu cedarea, respectiv, ruperea pămîntului.

5.2.2. VARIAȚIA TENSIUNILOR ÎN JURUL UNUI PUNCT. CONDIȚIA DE ECHILIBRU-LIMITĂ

5.2.2.1. **Variația tensiunilor în jurul unui punct.** La proiectarea construcțiilor se urmărește transmiterea încărcărilor terenului de fundare astfel ca în punctele cele mai solicitate din teren să nu se depășească capacitatea de rezistență a acestuia. Este deci necesar să se cunoască modul de variație a tensiunilor normale și tangențiale în jurul unui punct, pentru a putea astfel analiza condițiile în care se atinge starea limită de cedare a terenului, avînd în vedere proprietățile de rezistență ale acestuia.

Starea spațială de tensiune este determinată (fig. 5.22), putîndu-se analiza variația tensiunilor în jurul punctului dorit, dacă se cunosc pentru un sistem de referință dat, tensiunile :

$$\sigma_x,\ \sigma_y,\ \sigma_z,\ \tau_{xy}=\tau_{yx},\ \tau_{xz}=\tau_{zx}\ \text{și}\ \tau_{yz}=\tau_{zy}. \tag{5.47}$$

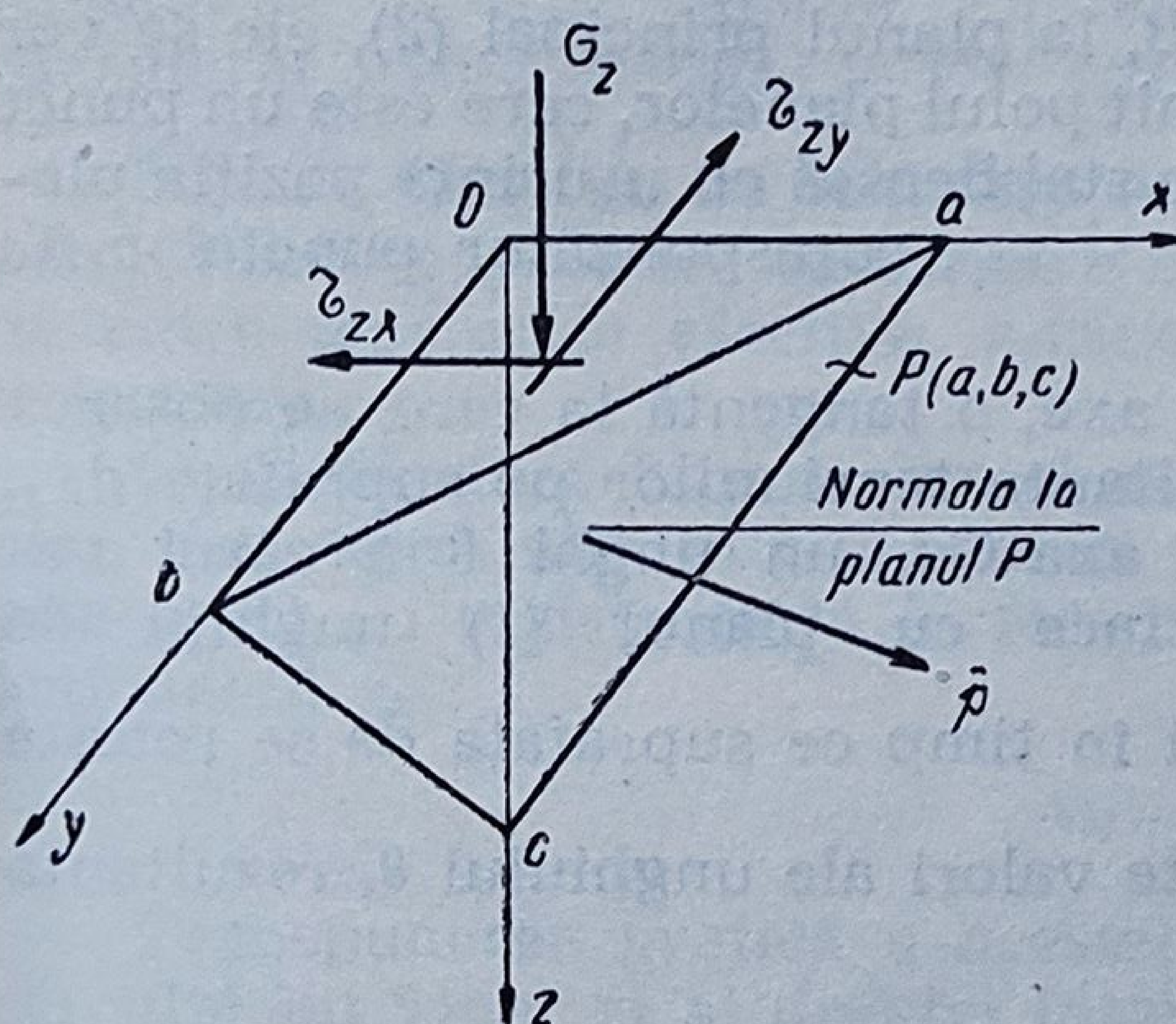


Fig. 5.22. Starea spațială de tensiuni.

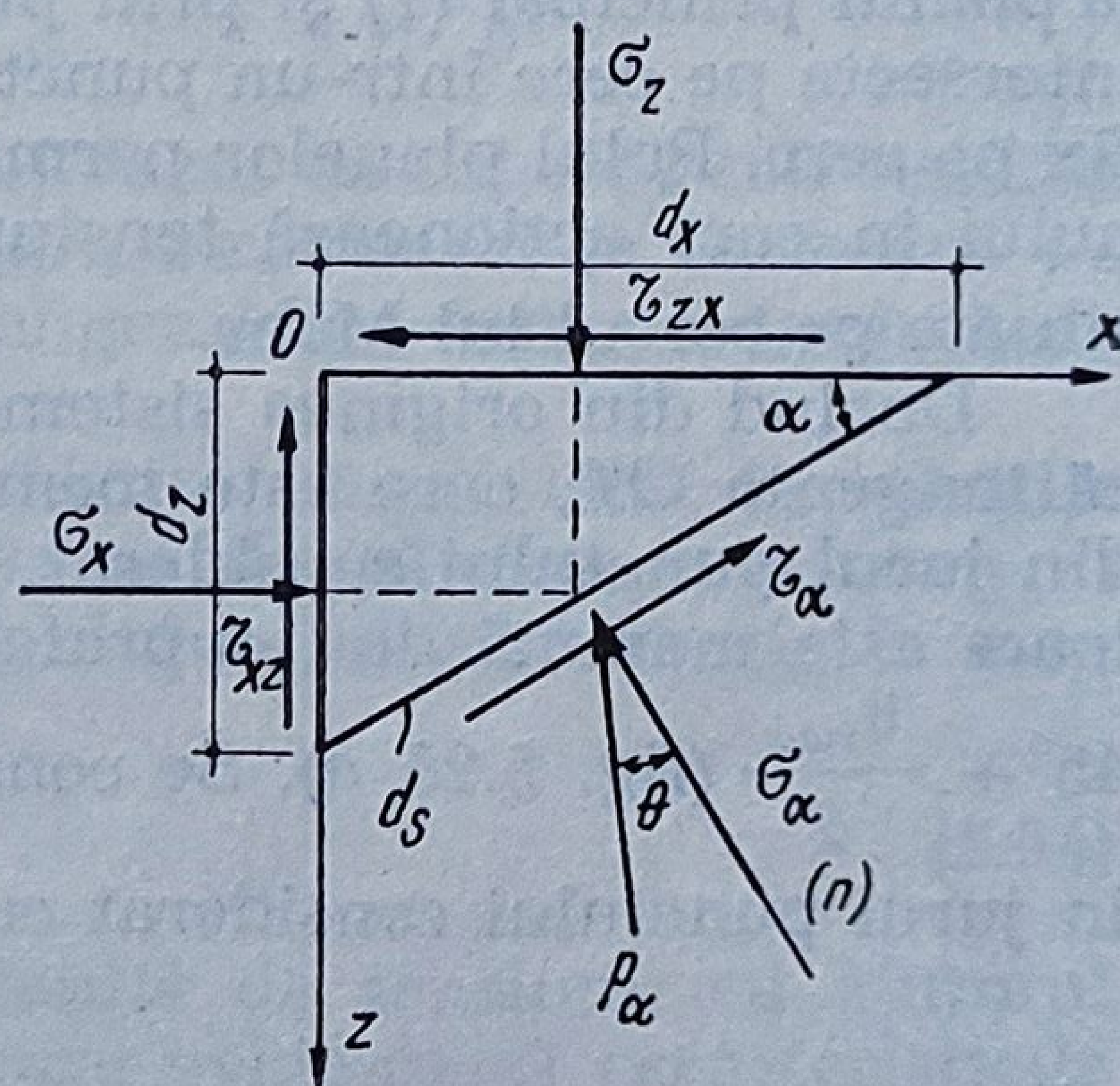


Fig. 5.23. Starea plană de tensiuni.

Cum în mecanica pămînturilor foarte multe probleme pot fi reduse la o problemă plană, starea de variație a tensiunilor în acest caz se simplifică, reducîndu-se la numai trei necunoscute (fig. 5.23) :

$$\sigma_x,\ \sigma_z\ \text{și}\ \tau=\tau_{xz}=\tau_{zx}. \tag{5.48}$$

Avînd în vedere că încărcările date de construcții produc în marea majoritate a cazurilor compresiuni, se admite convențional semnul plus pentru tensiunile de compresiune.

Pentru o secțiune oarecare ds, făcînd un unghi α cu axa Ox, în care $\tau_\alpha=0$, iar tensiunile normale au valori maxime, se pot scrie expresiile :

$$\sigma_\alpha=\frac{\sigma_1+\sigma_2}{2}+\frac{\sigma_1-\sigma_2}{2}\cos 2\alpha ; \tag{5.49}$$

$$\tau_\alpha=\frac{\sigma_1-\sigma_2}{2}\sin 2\alpha, \tag{5.50}$$

în care :

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_z + \sigma_x}{2} \pm \frac{1}{2}\sqrt{(\sigma_z - \sigma_x)^2 + 4\tau^2}, \tag{5.51}$$

iar unghiul α este dat de

$$\operatorname{tg} 2\alpha = \frac{2\tau}{\sigma_z - \sigma_x}. \tag{5.52}$$

Dacă din σ_α și τ_α se elimină α, se obține expresia :

$$\left(\sigma_\alpha - \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}\right)^2 + \tau_\alpha^2 = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}\right)^2, \tag{5.53}$$

care, raportată la un sistem de axe $\sigma O \tau$, reprezintă cunoscuta ecuație a cercului lui Mohr (fig. 5.24).

Oricărui punct N de pe cerc, îi corespund tensiunile σ_α și τ_α a căror rezultantă este vectorul tensiunii totale $\underline{p}$, care acționează pe planul ds, făcînd unghiul α cu planul principal (*1*).

Dacă, în cercul lui Mohr (fig. 5.24) se duc paralelele : prin punctul A, la planul principal (*1*) și prin punctul B, la planul principal (*2*), ele se vor intersecta pe cerc într-un punct P, numit polul planelor, care este un punct fix pe cerc. Polul planelor permite să se stabilească cu ușurință poziția planului în care acționează tensiunile σ_{α_i} și τ_{α_i}, corespunzător punctelor N_i situate pe cercul lui Mohr.

Ducînd din originea sistemului de axe, o tangentă la cerc, se observă că tangenta OT, care este tocmai rezultanta tensiunilor pe suprafața ds_t, din jurul punctului considerat, face cu axa $O\sigma$, un unghi θ a cărui valoare este maximă iar suprafața ds_t face cu planul (*1*) unghiul de $45° + \frac{\theta_{max}}{2}$ (fig. 5.25, *a*). Se constată că în timp ce suprafața ds se rotește în jurul punctului considerat cu diferite valori ale unghiului θ, rezultanta

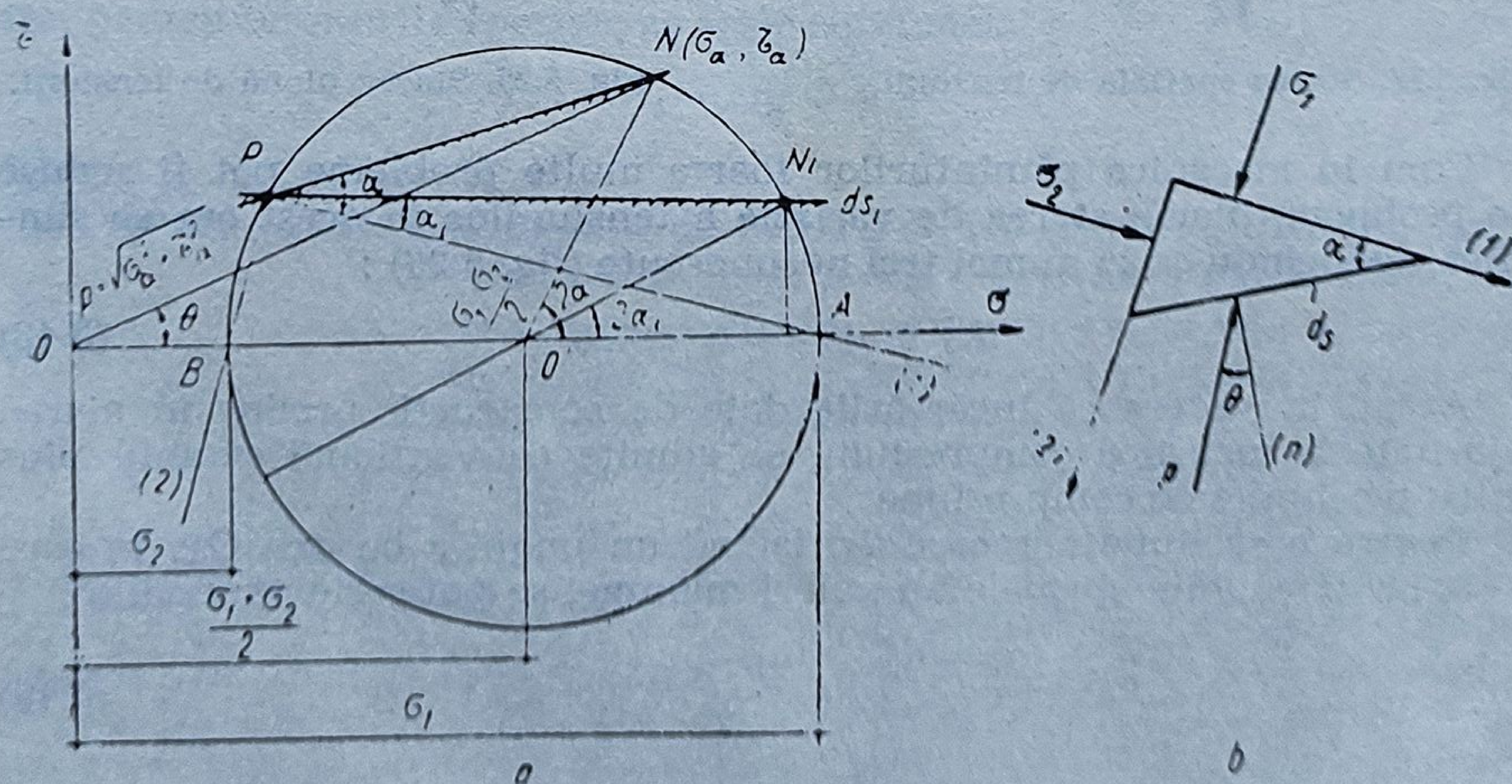


Fig. 5.24. Cercul lui Mohr :
a — cercul lui Mohr; *b* — planul tensiunilor.

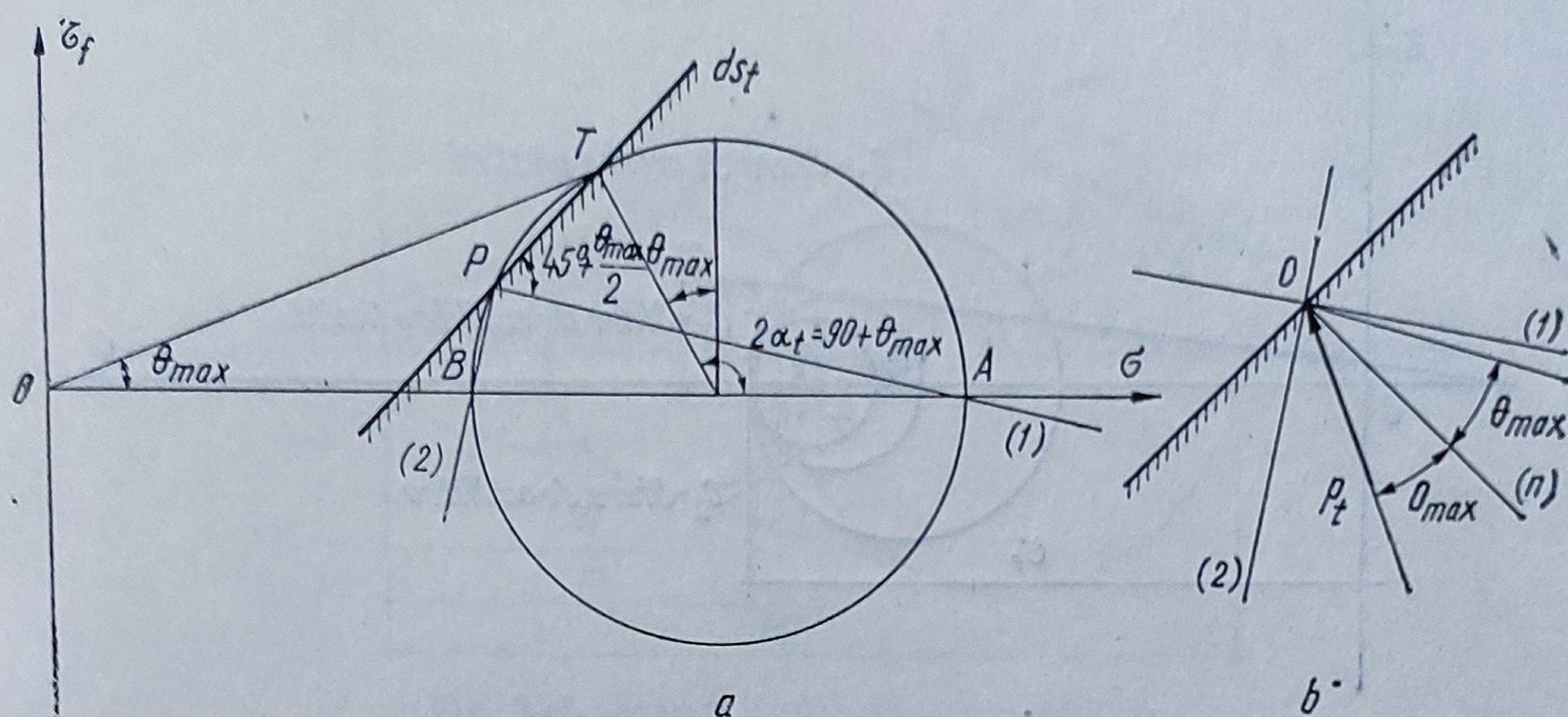


Fig. 5.25. Folosirea cercului lui Mohr, pentru stabilirea suprafeței *ds*, în care acționează tensiunile σ_α și τ_α:
a — cercul lui Mohr; *b* — planul tensiunilor.

tensiunilor σ_α și τ_α rămîne în interiorul triunghiului cu vîrful în punctul considerat, avînd unghiul la vîrf egal cu 2 θ_{max} (fig. 5.25, *b*).

5.2.2.2. **Condiția de echilibru limită.** Am văzut că ruperea sau cedarea pămîntului se produce ca urmare a învingerii rezistenței la forfecare τ_f, de către tensiunile efective, normale și tangențiale, date de încărcările exterioare.

Condiția de echilibru limită este satisfăcută atunci cînd în relațiile care dau tensiunile într-un punct din masivul de pămînt, tensiunea τ_α este egală cu rezistența la forfecare a terenului τ_f, după direcția în care acționează τ_α :

$$\tau_{ef}=\tau_\alpha=\tau_f. \tag{5.54}$$

Transpunerea grafică a acestei stări limită de tensiuni, cu ajutorul cercului lui Mohr și al dreptei intrinsece, care evidențiază caracteristicile de rezistență la forfecare ale pămîntului, permite să se constate că cercul lui Mohr este tangent la dreapta caracteristică (fig. 5.26). Acest cerc exprimă condiția de echilibru limită, motiv pentru care se mai numește și

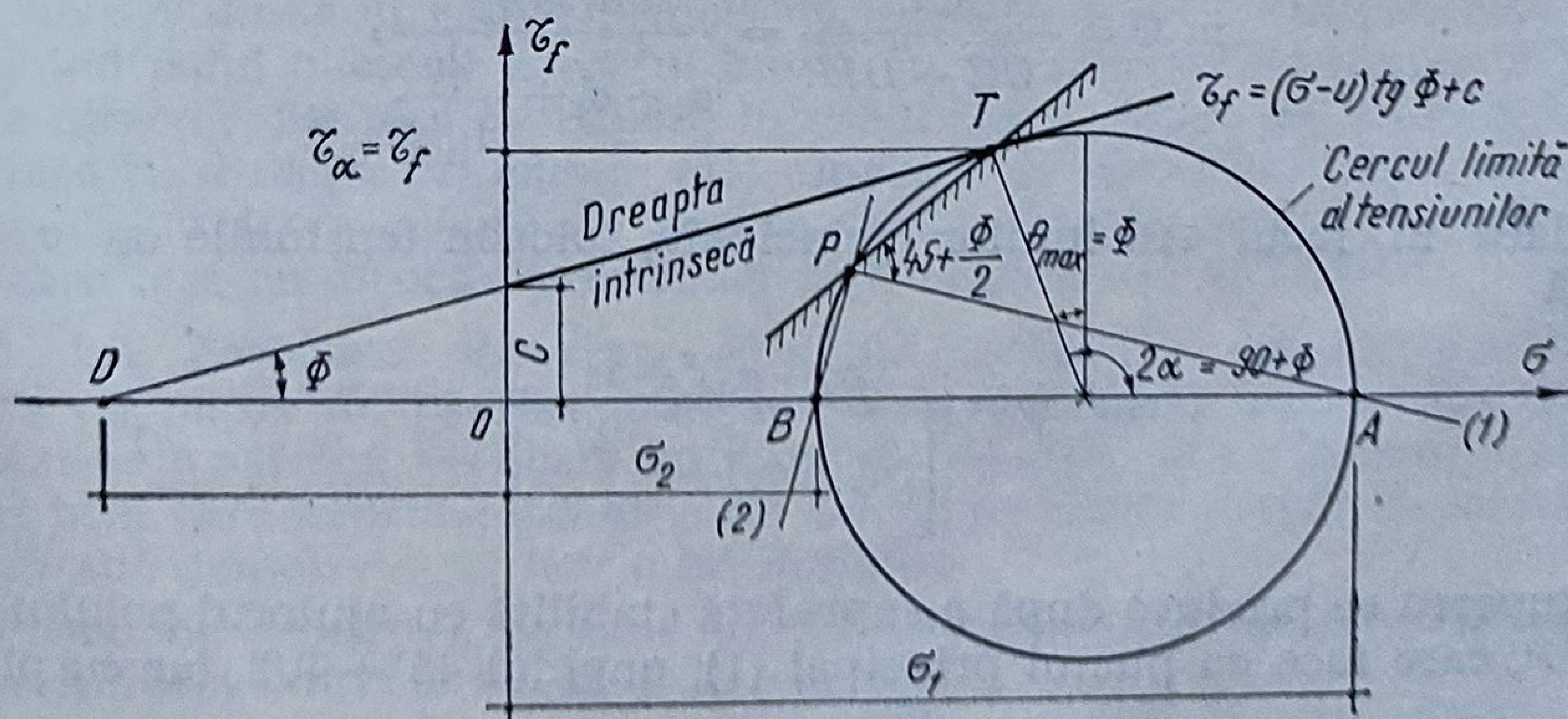


Fig. 5.26. Condiția de echilibru limită exprimată prin cercul lui Mohr.

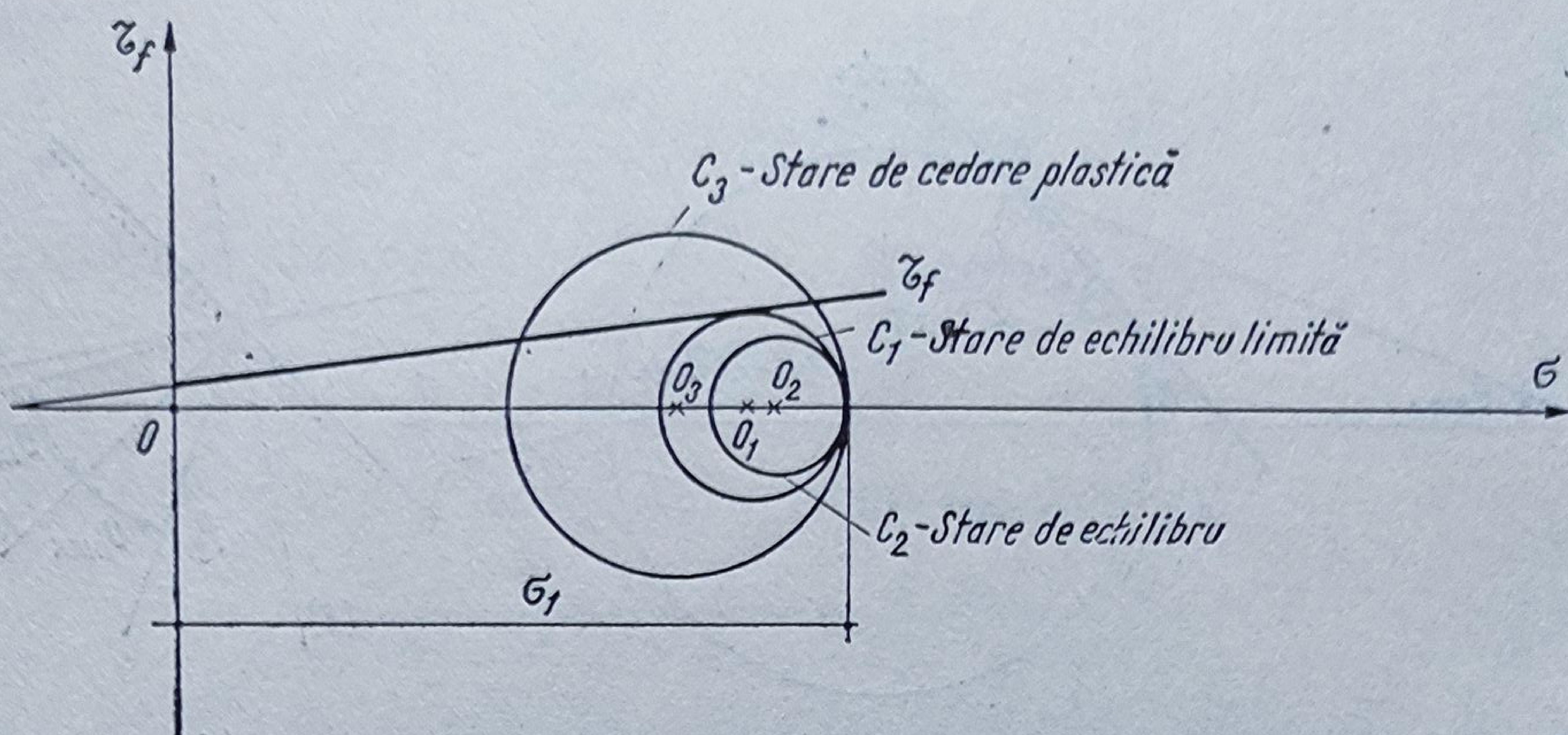


Fig. 5.27. Caracterizarea stării reale de solicitare cu cercul lui Mohr și dreapta intrinsecă.

cercul limită al tensiunilor. Numai pentru acest cerc este satisfăcută condiția (5.54).

Trasîndu-se cercul lui Mohr, care caracterizează o stare reală de tensiuni într-un punct dat din pămînt, dacă el se va situa sub dreapta caracteristică (cercul C_2 — fig. 5.27), tensiunile tangențiale τ_α sînt sub valoarea rezistenței la forfecare a terenului, ruperea nu poate avea loc, iar cercul reprezintă o stare de echilibru. În cazul cînd cercul depășește dreapta caracteristică — cercul C_3 —, toate punctele de pe cerc situate deasupra dreptei caracteristice reprezintă o stare de solicitare în care este depășită condiția de echilibru limită, adică $\sigma\alpha > \tau f$, se formează suprafețe de alunecare, după care are loc ruperea, cercul tensiunilor caracterizînd o stare plastică de solicitare.

Plecînd de la cercul limită (fig. 5.26) se poate exprima corelația între mărimile care caracterizează starea de tensiune într-un punct dat și indicii de forfecare ai terenului. Această corelație reprezintă exprimarea matematică a condiției de echilibru limită.

Folosind tensiunile principale σ_1 și σ_2, rezultă, în cazul terenurilor cu coeziune, expresia

$$\sin\Phi = \frac{\overline{CT}}{\overline{OC}+\overline{OD}} = \frac{\sigma_1-\sigma_2}{\sigma_1+\sigma_2+\dfrac{2c}{\operatorname{tg}\Phi}}, \tag{5.55}$$

sau, dacă în locul tensiunilor principale, folosim tensiunile σ_z, σ_x și τ, rezultă

$$\sin^2\Phi = \frac{(\sigma_z-\sigma_x)^2+4\tau^2}{\left[(\sigma_z+\sigma_x)+\dfrac{2c}{\operatorname{tg}\Phi}\right]^2}. \tag{5.56}$$

Ruperea se produce după o suprafață stabilită cu ajutorul polului planelor P, care face cu planul principal (*1*), unghiul $45°+\Phi/2$, iar cu planul principal (*2*), unghiul de $45°-\dfrac{\Phi}{2}$ (v. fig. 5.26). Se observă că direcția pla-

Fig. 5.28. Starea limită activă și pasivă.

nului de cedare depinde numai de unghiul frecării interne. Relațiile (5.55) și (5.56) pot fi particularizate terenurilor granulare, lipsite de coeziune, substituind $c=0$.

5.2.2.3. **Starea limită activă și pasivă.** Se consideră cunoscută dreapta intrinsecă pentru un teren cu coeziune și starea de tensiuni într-un punct dat M, situat sub dreapta caracteristică (fig. 5.28). În punctul M se atinge starea de echilibru limită dacă cercul construit cu tensiunile σ_1' și σ_2 trece prin acest punct și este tangent la dreapta caracteristică, adică dacă cercul construit este un cerc limită. Se notează centrul cercului limită, pentru care $\sigma_1'>\sigma_2$, cu C_a. Se constată că, geometric se mai poate trasa un cerc care să treacă prin punctul M și să fie tangent la dreapta caracteristică, adică un al doilea cerc limită, cu centrul în C_p și pentru care $\sigma_2'>\sigma_1$. Înseamnă că într-un punct dat din teren, pot exista două stări limită, funcție de raportul în care se află tensiunile principale produse de încărcările exterioare.

Cercul limită de rază mai mică, cu centrul în C_a, caracterizează starea *activă de solicitare,* în care $\sigma_1'>\sigma_2$, iar cel de al doilea cerc limită, de rază mai mare, caracterizează *starea pasivă de solicitare,* pentru care $\sigma_2'>\sigma_1$. Cum cele două condiții nu pot fi satisfăcute simultan, înseamnă că pentru un caz dat de solicitare și într-un anumit punct din teren, nu pot exista în același timp, decît una din cele două stări limită.

Cunoscîndu-se direcțiile principale, se determină polul planelor P_a și P_p. Unind polul planelor cercului limită P_a cu punctul de tangență T_a, se obține direcția planului de rupere în cazul stării active de solicitare, plan care face cu direcția principală (01), unghiul de $45°+\Phi/2$. Dacă se unește P_p cu T_p, obținem planul de rupere pentru starea pasivă de solicitare, plan care face cu direcția principală (01), unghiul de $45°-\Phi/2$.

5.2.2.4. **Problema Rankine.** Studiind problema echilibrului limită, pentru un masiv de pămînt mărginit de o suprafață plană orizontală și încărcat cu o sarcină verticală uniform distribuită, Rankine a stabilit relații prin care exprimă condiția de echilibru limită activă și pasivă, cunoscute sub denumirea de *teoria lui Rankine*.

Problema constituie de fapt un caz particular al teoriei generale privind echilibrul limită al maselor de pămînt.

În cazul analizat, direcțiile tensiunilor principale se suprapun cu direcția orizontală și verticală. Cercul lui Mohr, pentru acest caz (fig. 5.29),

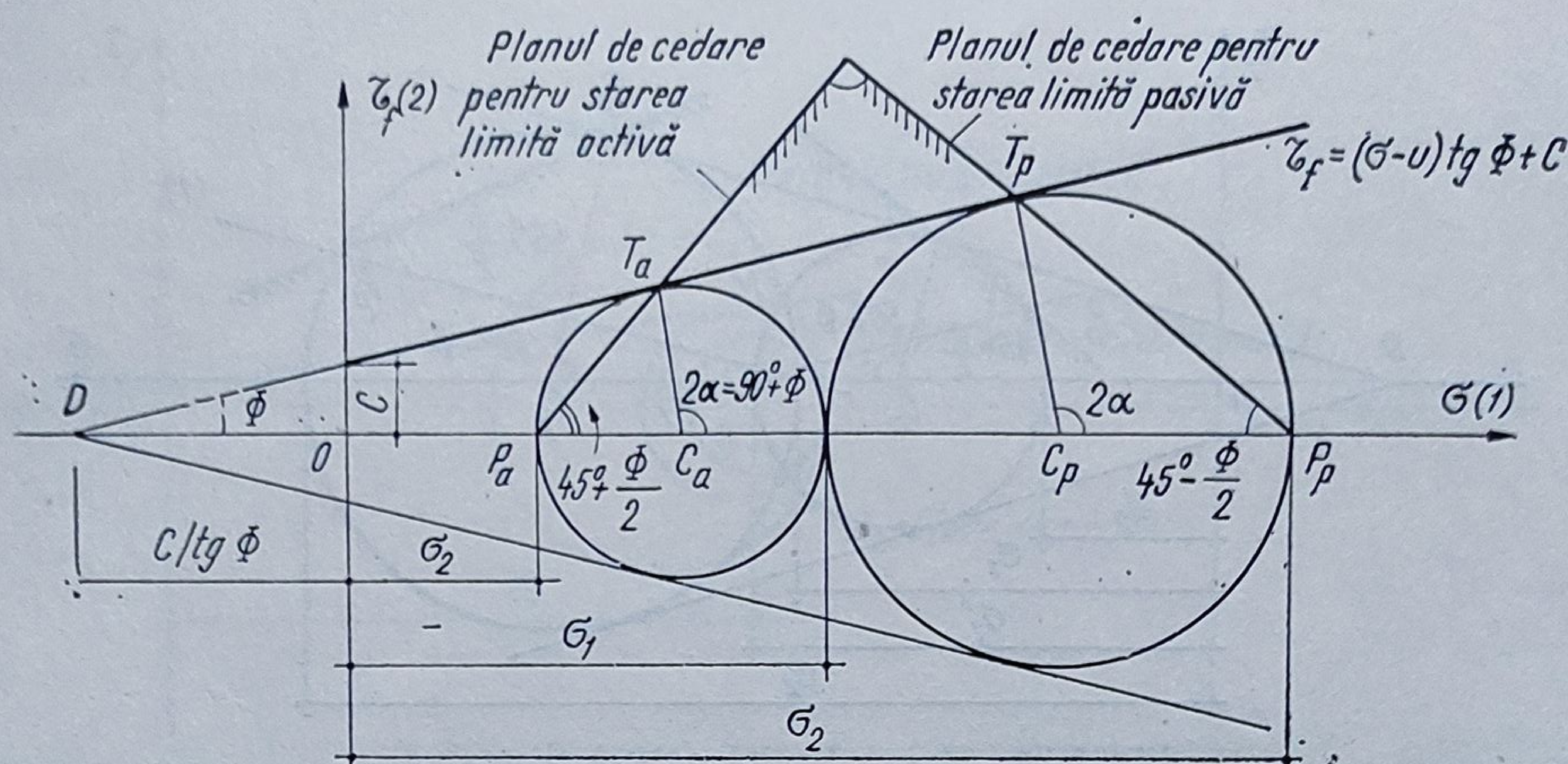


Fig. 5.29. Teoria lui Rankine.

conduce la concluzia că polul planelor este situat chiar pe axa $O\sigma$ și că suprafețele de cedare fac cu direcția principală (01), respectiv cu orizontala, unghiul de $45°+\Phi/2$, pentru starea limită activă, și unghiul de $45°-\Phi/2$, pentru starea limită pasivă, fiind direcții conjugate.

Exprimînd condiția de echilibru limită pentru terenurile cu coeziune, se obține :

— pentru starea activă de solicitare, cînd $\sigma_1>\sigma_2$,

$$\frac{\sigma_1-\sigma_2}{2}=\left[\frac{\sigma_1+\sigma_2}{2}+\frac{c}{\operatorname{tg}\Phi}\right]\sin\Phi, \tag{5.57}$$

sau sub forma :

$$\sigma_1=\sigma_2\operatorname{tg}^2\left(45°+\frac{\Phi}{2}\right)+2c\operatorname{tg}\left(45°+\frac{\Phi}{2}\right); \tag{5.58}$$

— pentru starea limită pasivă, cînd $\sigma_1<\sigma_2$,

$$\frac{\sigma_2-\sigma_1}{2}=\left[\frac{\sigma_2+\sigma_1}{2}+\frac{c}{\operatorname{tg}\Phi}\right]\sin\Phi, \tag{5.59}$$

sau sub forma :

$$\sigma_1=\sigma_2\operatorname{tg}^2\left(45°-\frac{\Phi}{2}\right)-2c\operatorname{tg}\left(45°-\frac{\Phi}{2}\right). \tag{5.60}$$

Pentru terenurile lipsite de coeziune, relațiile care exprimă starea limită vor fi identice, numai că dispare termenul care evidențiază efectul coeziunii :

$$\sigma_1=\sigma_2\operatorname{tg}^2\left(45°+\frac{\Phi}{2}\right)\ \text{sau}\ \frac{\sigma_1}{\sigma_2}=\operatorname{tg}^2\left(45°+\frac{\Phi}{2}\right), \tag{5.61}$$

pentru starea limită activă, și

$$\sigma_1=\sigma_2\operatorname{tg}^2\left(45°-\frac{\Phi}{2}\right)\ \text{sau}\ \frac{\sigma_1}{\sigma_2}=\operatorname{tg}^2\left(45°-\frac{\Phi}{2}\right), \tag{5.62}$$

pentru starea limită pasivă.

Constatăm că direcția planelor de cedare nu este influențată decît de unghiul frecării interne Φ și că starea limită este generată nu de intensitatea tensiunilor principale σ_1 și σ_2, ci de raportul $\frac{\sigma_1}{\sigma_2}$.

Teoria lui Rankine are o largă aplicabilitate în rezolvarea unor probleme practice privind : proprietățile mecanice, împingerea pămîntului, stabilitatea maselor de pămînt etc.

5.2.3. METODE DE LABORATOR APLICATE PENTRU STUDIUL REZISTENȚEI LA FORFECARE

Rezistența la forfecare a unui pămînt este definită dacă se cunosc : unghiul frecării interne Φ și coeziunea c, mărimi numite indici de forfecare sau *parametrii rezistenței la forfecare*.

Determinarea parametrilor de forfecare în laborator se realizează folosind : aparatul de forfecare directă, prin forfecarea pe plan obligat, și aparatul triaxial, prin compresiune triaxială sau compresiune monoaxială.

5.2.3.1. **Forfecare directă sau pe plan obligat.** Aparatul de forfecare se compune dintr-o casetă formată din două rame : una inferioară și alta superioară (fig. 5.30). Epruveta supusă încercării se introduce în casetă, astfel ca jumătate să fie cuprinsă în rama inferioară și cealaltă jumătate în rama superioară. Epruveta este cuprinsă între două pietre poroase, care pe suprafața în contact cu pămîntul, sînt astfel prelucrate încît să asigure o transmitere cît mai uniformă a forței de forfecare. Pietrele poroase mai au rolul de a permite eliminarea apei din probă, sau inundarea acesteia, funcție de tipul încercării.

Aparatul se numește de forfecare directă, fiindcă epruveta este supusă forfecării directe pe planul α—α, ce corespunde suprafeței de separație dintre cele două rame ale casetei.

Caseta și epruveta sînt de secțiune pătrată avînd pentru : terenuri argiloase 36 cm^2 ; nisipuri prăfoase 50 cm^2, nisip cu pietriș de 100 cm^2, iar pentru pietrișuri și prundișuri pînă la 900 cm^2. Înălțimea probei se ia de 1/4 . . . 1/5 din lățimea ei, fiind de 2 cm pentru terenurile argiloase, la o secțiune de $6 \times 6 = 36$ cm^2.

Prin intermediul unui platan așezat peste piatra poroasă și al unui sistem de încărcare se aplică încărcarea normală N, care, împărțită la suprafața A, dă tensiunea normală σ, sub care se produce forfecarea. Forța de forfecare T, se aplică ramei inferioare și se măsoară prin intermediul unui dinamometru care înregistrează reacțiunea opusă de epru-

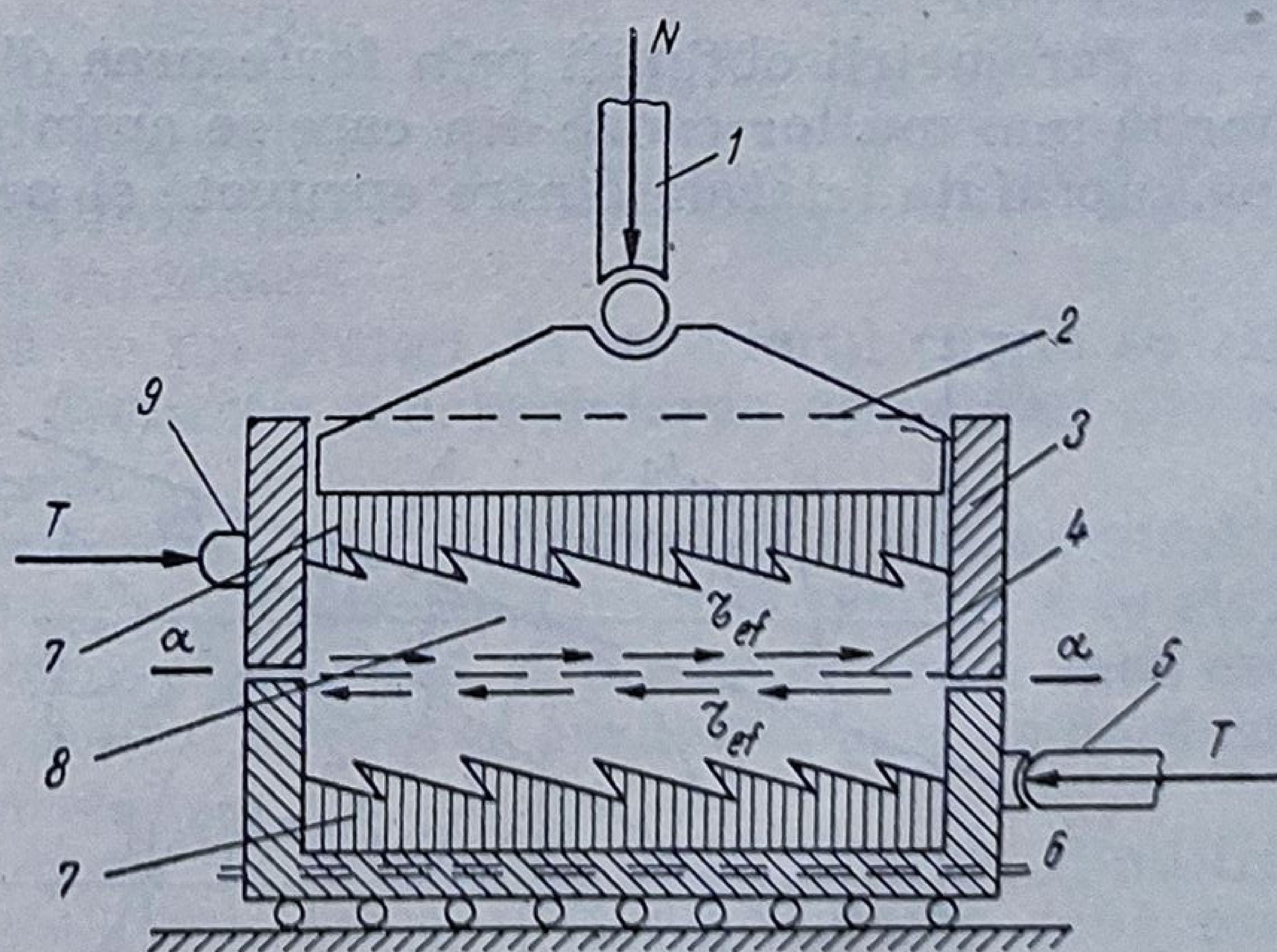


Fig. 5.30. Caseta de forfecare directă :
1 — sistem de încărcare cu forța normală N; 2 — platan de încărcare; 3 — rama superioară; 4 — plan obligat de forfecare; 5 — sistem de încărcare cu forța orizontală T; 6 — ramă inferioară; 7 — piatră poroasă; 8 — probă de pămînt; 9 — sistemul de înregistrare a reacțiunii pămîntului la forfecare.

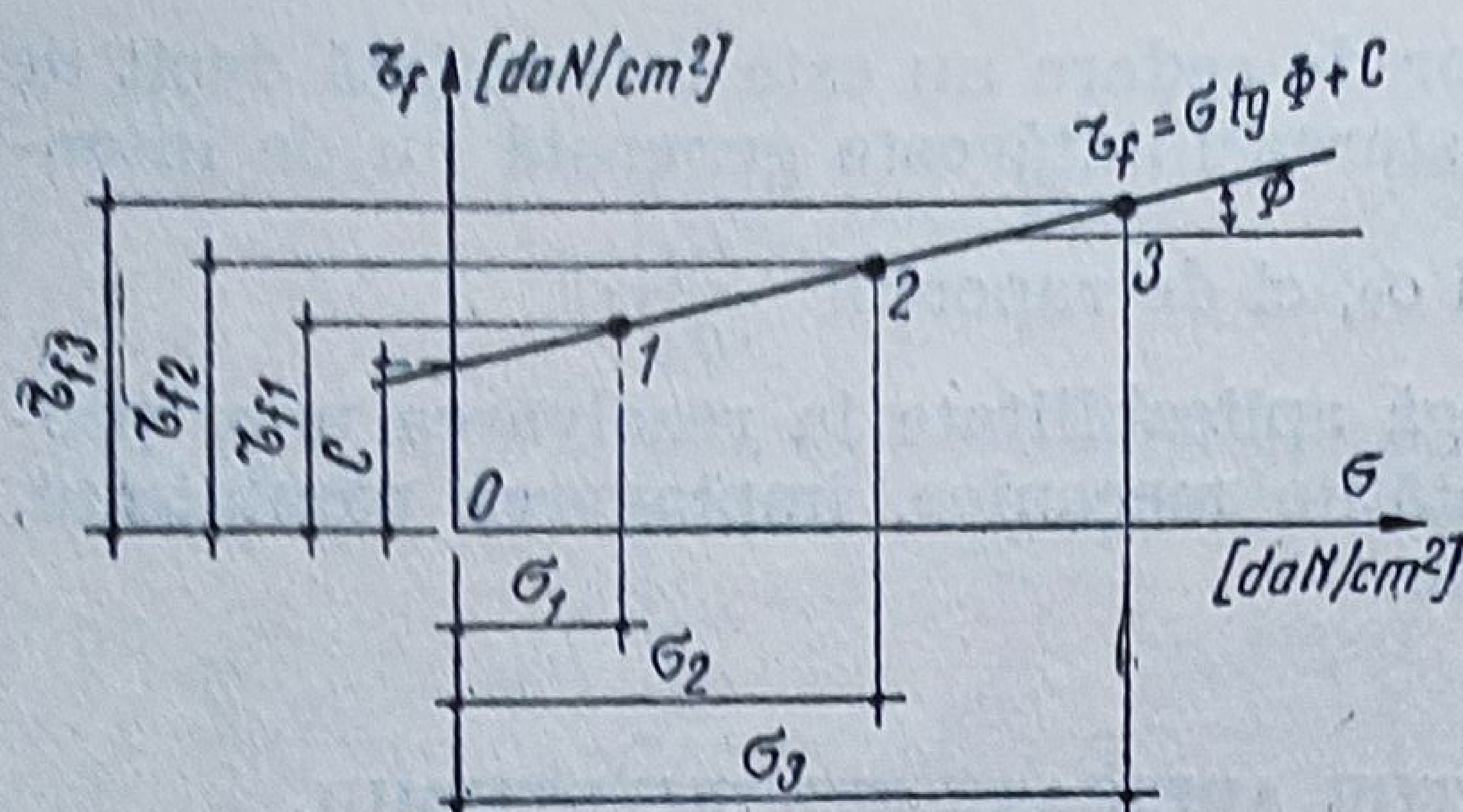


Fig. 5.31. Dreapta intrinsecă, stabilită prin forfecare directă.

vetă forfecării, fiind transmisă de acesta ramei superioare. Prin sistemul de înregistrare a reacțiunii pe care o opune epruveta forfecării, se înregistrează forța maximă de forfecare T_{max}, care produce forfecarea pe planul obligat, pentru care se poate scrie

$$\tau_{ef} = \frac{T_{max}}{A} = \tau_f. \tag{5.63}$$

Pentru a putea trasa dreapta intrinsecă este necesar să fie supuse forfecării cel puțin trei epruvete din același teren și în aceleași condiții, la forțe normale diferite, obținîndu-se pentru :

$$\begin{aligned}
\sigma_1 &= \frac{N_1}{A}, \quad \text{un} \quad \tau_{f_1} = \frac{T_{max\,1}}{A}, \\
\sigma_2 &= \frac{N_2}{A}, \quad \text{un} \quad \tau_{f_2} = \frac{T_{max\,2}}{A}, \\
\sigma_3 &= \frac{N_3}{A}, \quad \text{un} \quad \tau_{f_3} = \frac{T_{max\,3}}{A}.
\end{aligned} \tag{5.64}$$

Cu aceste valori, într-un sistem de axe $\sigma O \tau$, se trasează dreapta intrinsecă sau dreapta lui Coulomb (fig. 5.31). Pe această dreaptă se măsoară la scară coeziunea c și unghiul frecării interne Φ.

Parametrii de forfecare c și Φ se pot determina și pe cale analitică, cu relațiile stabilite, folosind figura 5.21.

Starea de tensiuni, într-un punct al planului de forfecare, în momentul ruperii, poate fi ușor stabilită cu construcția grafică a lui Mohr (fig. 5.32).

Parametrii obținuți prin forfecarea directă se abat de la cei reali, datorită mai multor cauze din care se amintesc frecarea și tensiunile ce apar pe suprafața laterală dintre epruvetă și pereții casetei de forfecare ; distri-

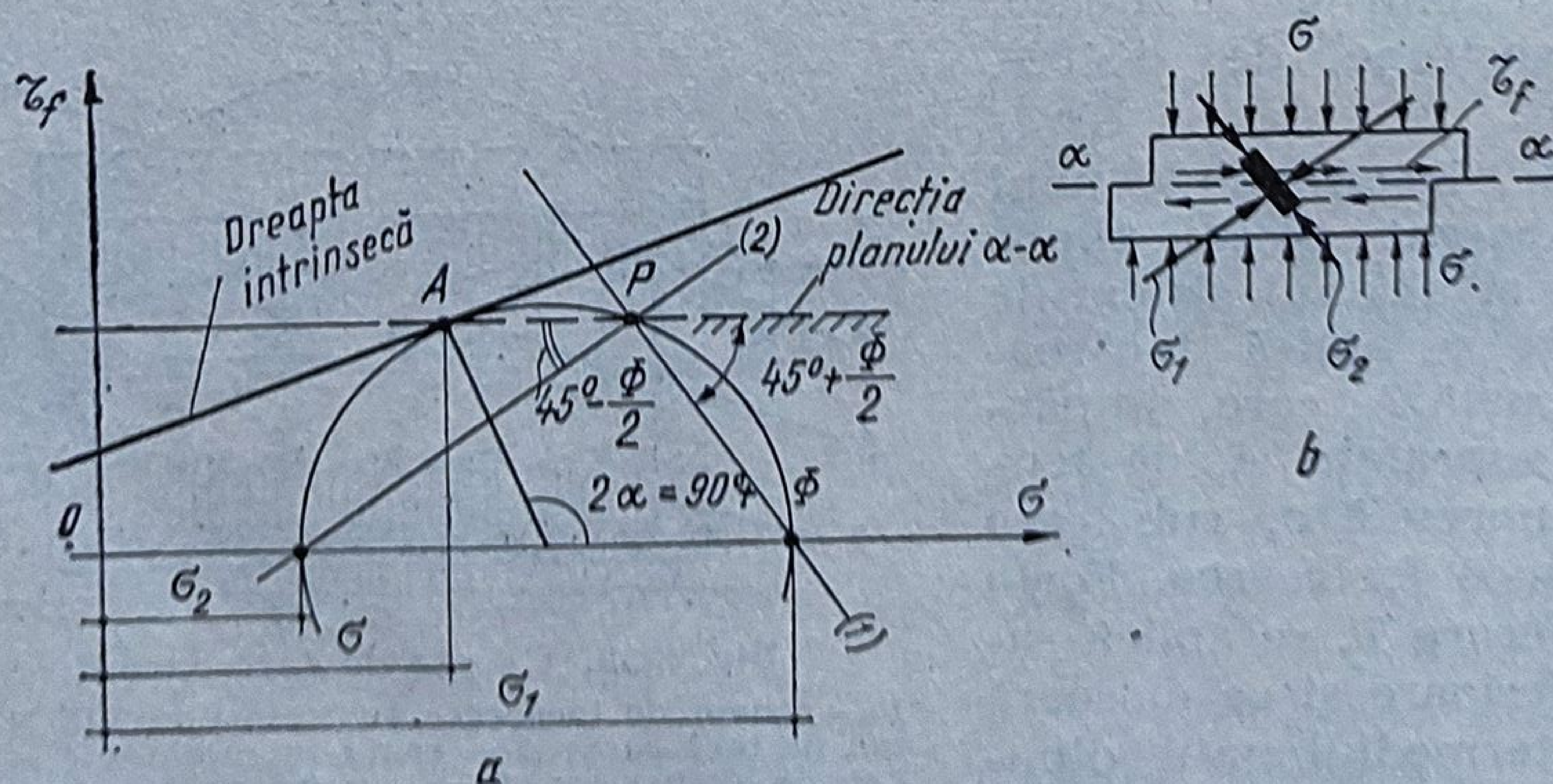


Fig. 5.32. Starea de tensiuni în planul de forfecare : a — cercul lui Mohr; b — epruveta și planul tensiunilor.

buţia neuniformă a tensiunilor de forfecare în lungul planului α—α; reducerea suprafeţei de forfecare în timpul încercării; ruperea nu se produce simultan în toate punctele din zona de forfecare şi nici pe suprafaţa plană α—α, ci pe o zonă în vecinătatea acesteia de ordinul milimetrilor etc. Cu toate inconvenientele arătate, aparatul, în diferitele sale variante constructive, se foloseşte pe scară largă la determinarea rezistenţei la forfecare, considerîndu-se că asigură o precizie satisfăcătoare pentru majoritatea problemelor întîlnite în practică.

5.2.3.2. **Studiul parametrilor de forfecare prin încercarea la comprimare.** Încercarea la comprimare constă din ruperea epruvetei, fie numai sub acţiunea presiunilor verticale, cu deformaţii laterale libere, în cazul încercării monoaxiale, fie sub acţiunea unor presiuni orizontale şi verticale, în cazul încercărilor triaxiale.

Se foloseşte aparatul triaxial, care este de o construcţie mai complexă, putînd servi, pe lîngă studiul parametrilor de forfecare prin diferite metode de încercare şi la studiul altor probleme, cum sînt: compresibilitatea pămînturilor; studiul coeficientului de presiune laterală; înregistrarea variaţiei volumului epruvetei la diferite încercări; măsurarea presiunii apei din pori etc.

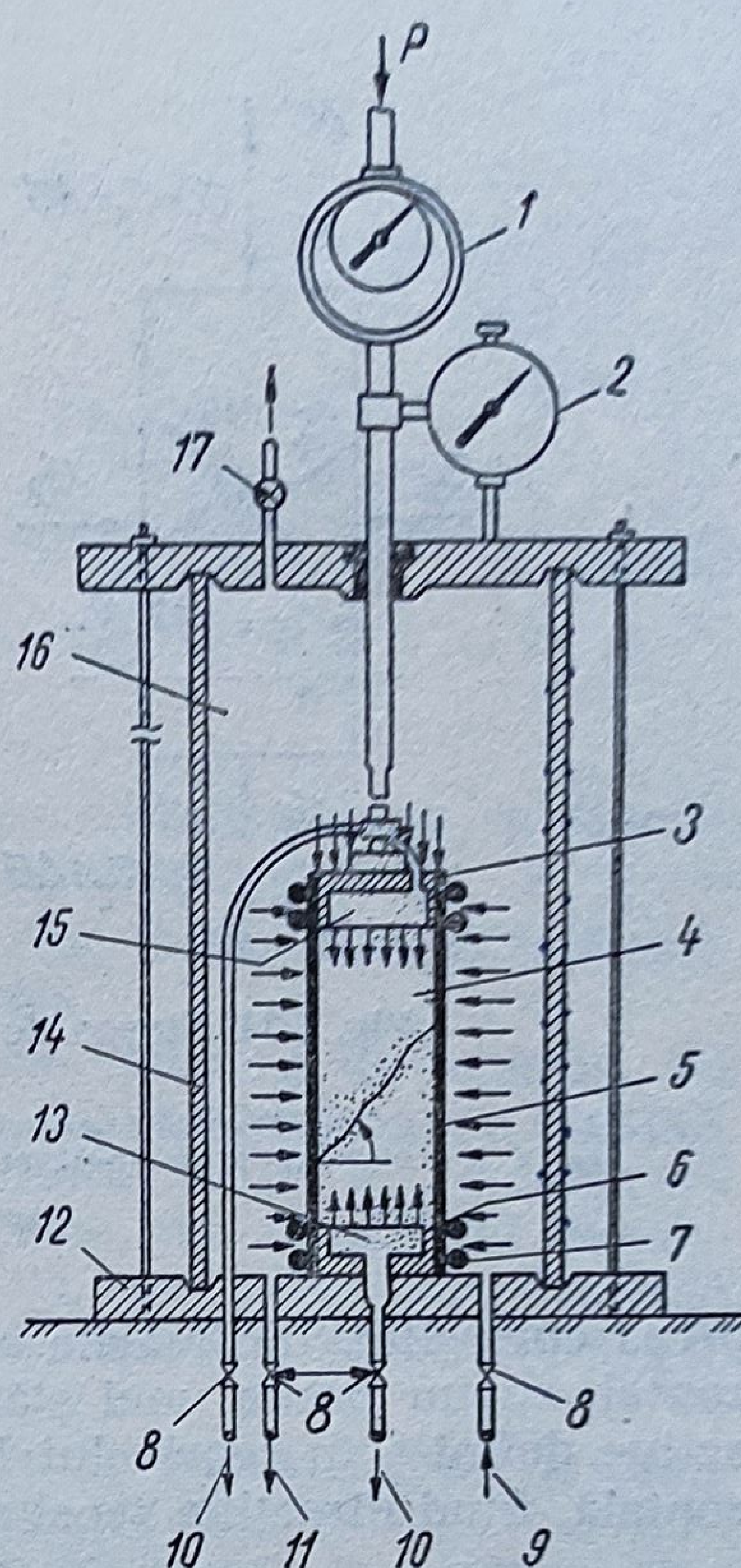


Fig. 5.33. Celula triaxială:
1 — inel dinamometric cu microcomparator; *2* — microcomparator pentru deformaţie; *3* — platan superior; *4* — probă de pămînt; *5* — membrană de cauciuc; *6* — platan inferior; *7* — cordon de cauciuc; *8* — ventil; *9* — lichid pentru presiune laterală; *10* — tub pentru eliminarea apei din pori; *11* — tub de drenaj; *12* — placă de bază; *13* — placă poroasă; *14* — cilindru transparent; *15* — disc poros; *16* — cameră de presiune laterală; *17* — robinet.

Pentru studiul forfecării, interesează faptul că aparatul triaxial are ca element de bază o celulă închisă, în interiorul căreia, cu ajutorul unui lichid sau al aerului comprimat, se poate crea şi controla starea de tensiuni dorită. La partea inferioară (fig. 5.33), celula este prevăzută cu un platan, în interiorul căreia se află o piatră poroasă, care permite drenarea sau inundarea epruvetei supuse încercării.

Epruveta este de secţiune circulară, avînd înălţimea h şi diametrul d, astfel încît să satisfacă condiţia: $h/d \geqslant 2$, condiţie impusă pentru a se evita efectul defavorabil al frecării dintre epruvetă şi platanele între care este aşezată în timpul încercării. Diametrul minim al epruvetei este de 3—4 cm, avînd cele două baze plane şi paralele.

Pentru încercare se aşază epruveta între cele două platane, fiind îmbrăcată într-o membrană flexibilă din cauciuc, fixată de cele două platane cu ajutorul unor inele de cauciuc, pentru a se evita comunicarea probei cu lichidul sau cu aerul din celulă.

Prin sistemul de încărcare se realizează în celulă o presiune p_c, de aceeaşi intensitate în toate direcţiile (de natură hidrostatică), peste care se suprapune pe verticală un spor de presiune Δp, în trepte, pînă la ru-

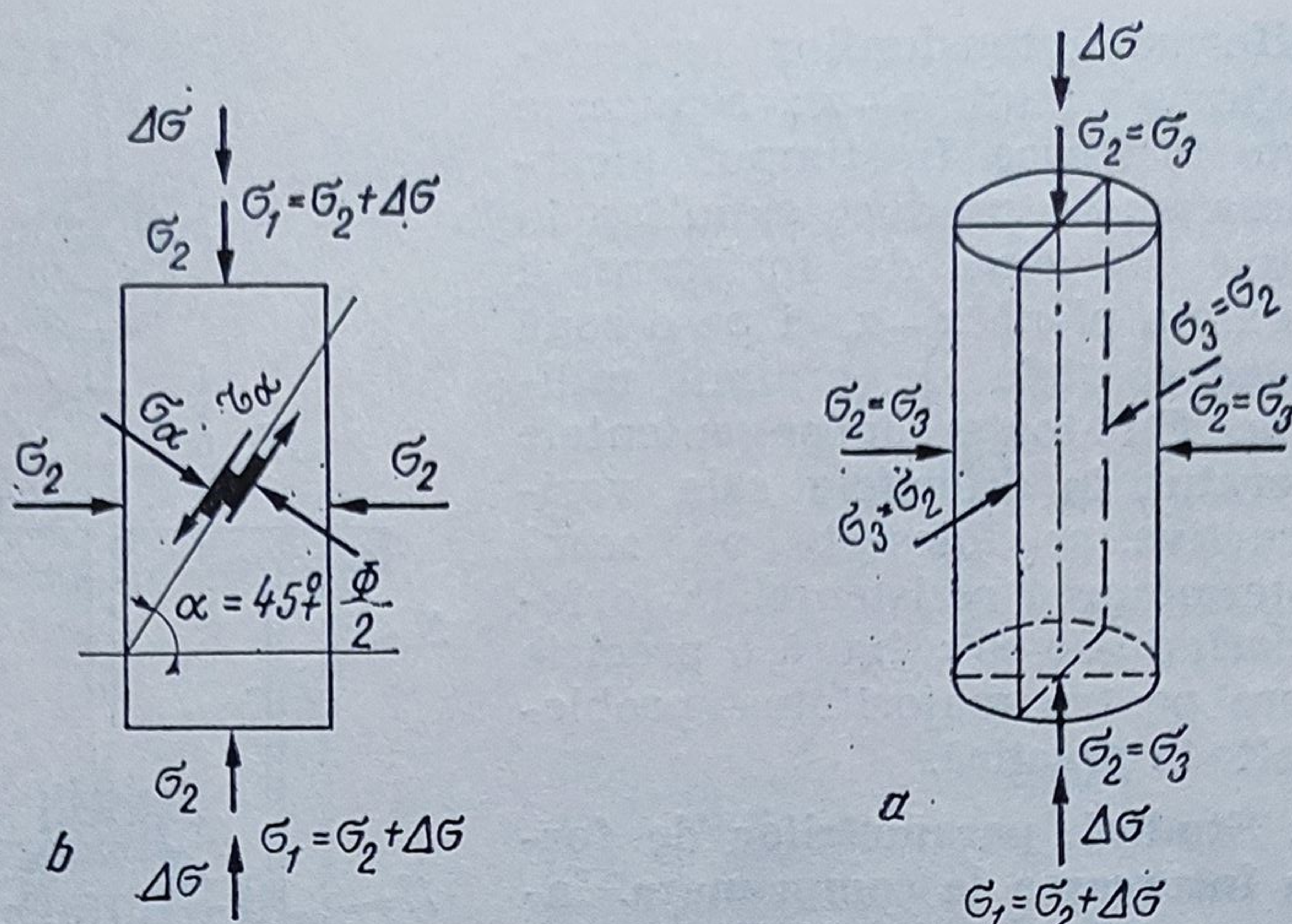


Fig. 5.34. Starea de încărcare și tensiuni în cazul încercării triaxiale :

a — tensiunile normale principale; *b* — starea de tensiuni într-un plan înclinat care taie epruveta sub un unghi de $45° + \frac{\Phi}{2}$ față de orizontală.

perea epruvetei. Încărcările exterioare, p_v pe verticală și p_o în plan orizontal, supun proba unei stări de tensiuni, care corespunde stării limită active definită în teoria lui Rankine, cele două direcții, verticală și orizontală, fiind direcțiile tensiunilor principale σ_1 și σ_2 (fig. 5.34, *a*). Astfel :

$$p_o = \sigma_2 = \sigma_3$$

$$p_v = p_o + \Delta p = \sigma_1 ; \quad \sigma_1 = \sigma_2 + \Delta\sigma. \tag{5.65}$$

Diferența celor două presiuni exterioare Δp sau a tensiunilor principale $\Delta\sigma$, care duce la ruperea epruvetei (fig. 5.34, *b*), se numește presiune sau *tensiune deviatoare* :

$$\Delta p = p_v - p_o, \quad \text{sau} \quad \Delta\sigma = \sigma_1 - \sigma_2. \tag{5.66}$$

În vederea obținerii parametrilor de forfecare se supun ruperii în aparatul triaxial cel puțin două epruvete din același pămînt. Prin ruperea primei epruvete se obțin : $\sigma_1 = \sigma_2 + \Delta\sigma$ și σ_2, cu care se poate construi cercul limită al tensiunilor (fig. 5.35). Se supune ruperii cea de a doua epruvetă, modificîndu-se presiunea din celulă la σ_2' și se obțin : $\sigma_1' = \sigma_2' + \Delta\sigma'$ și σ_2' cu care se poate construi un alt cerc limită. Ducînd tangenta comună celor două cercuri se obține dreapta intrinsecă a cărei pantă este tocmai unghiul frecării interne Φ, iar ordonata la originea sistemului de axe, coeziunea *c*.

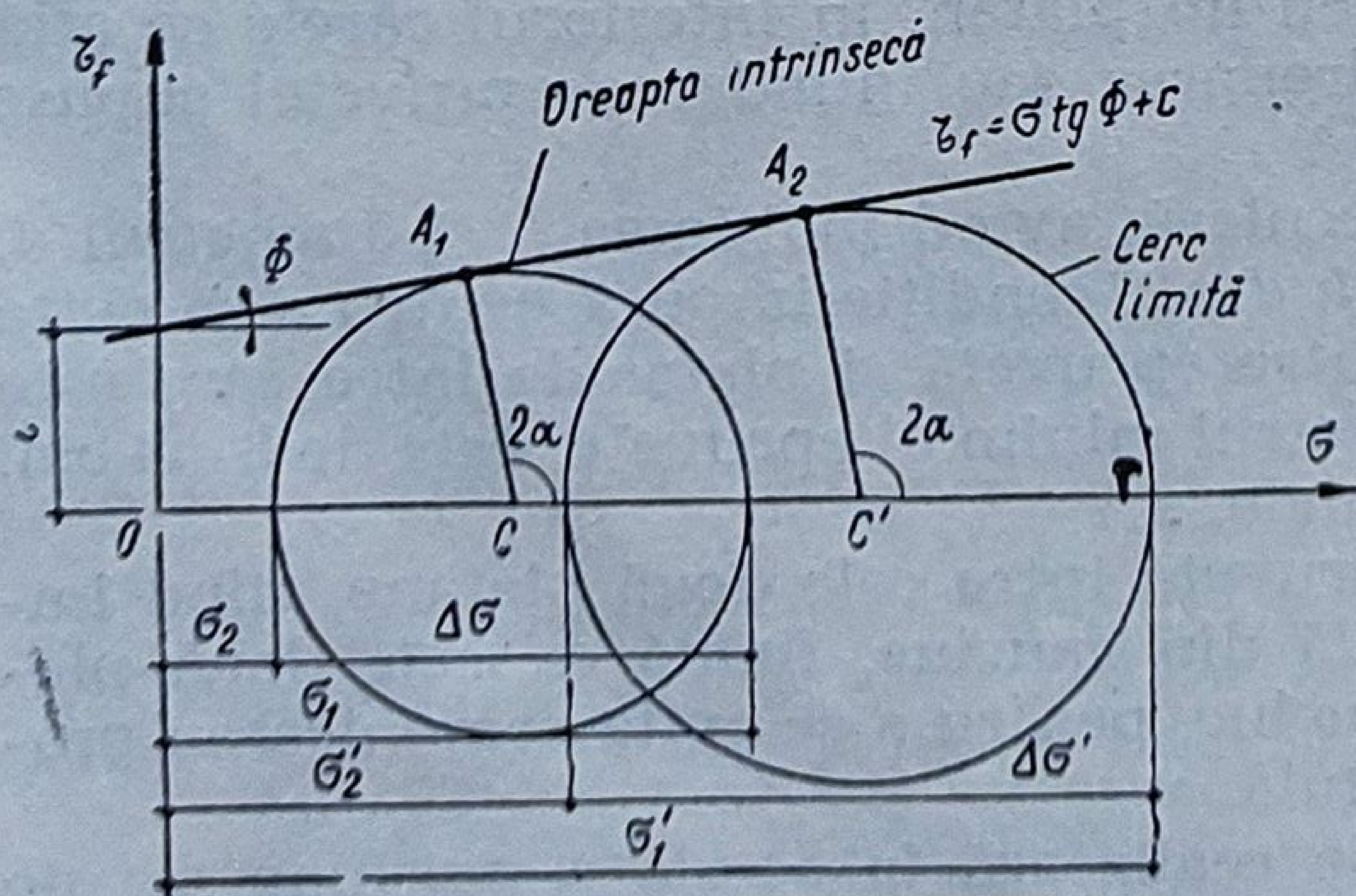


Fig. 5.35. Dreapta intrinsecă obținută prin încercarea triaxială.

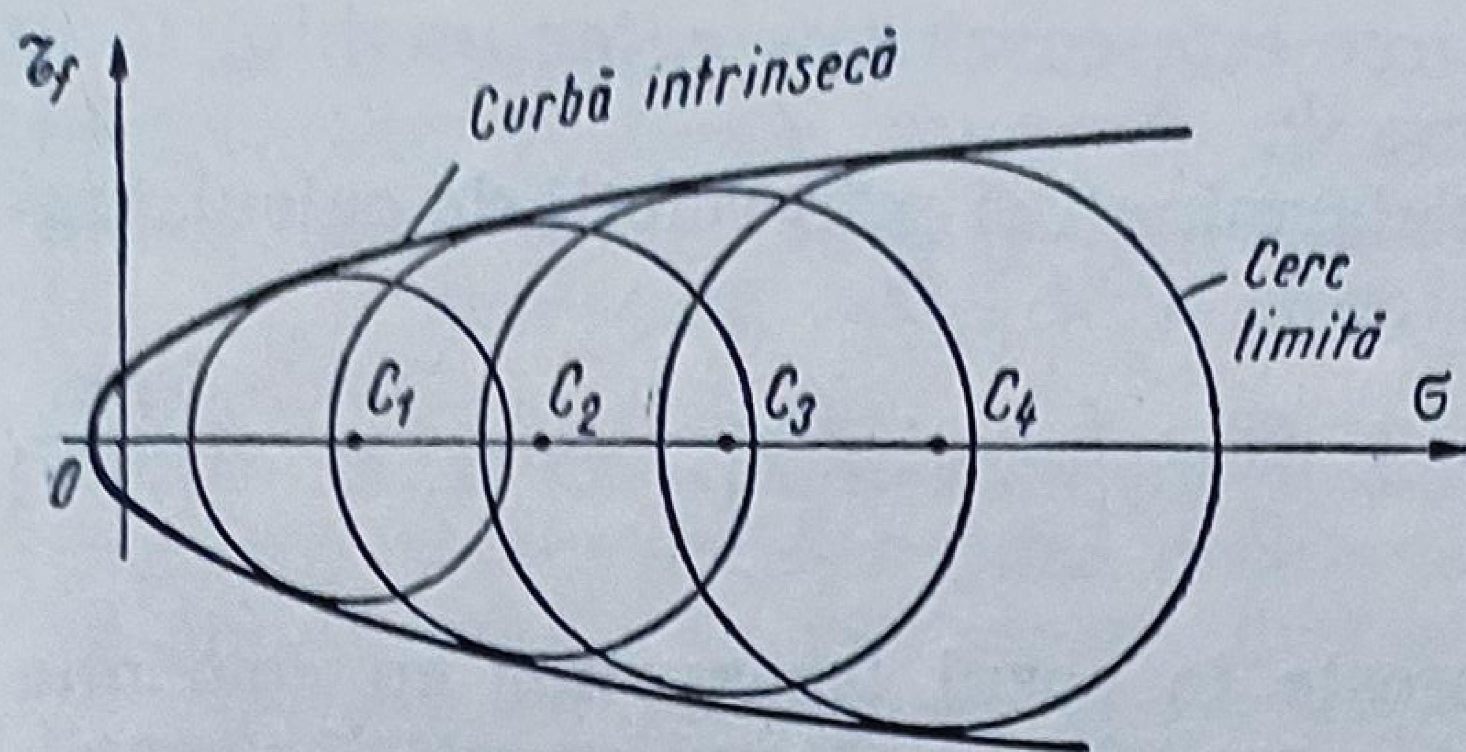


Fig. 5.36. Curba intrinsecă obținută prin mai multe încercări triaxiale.

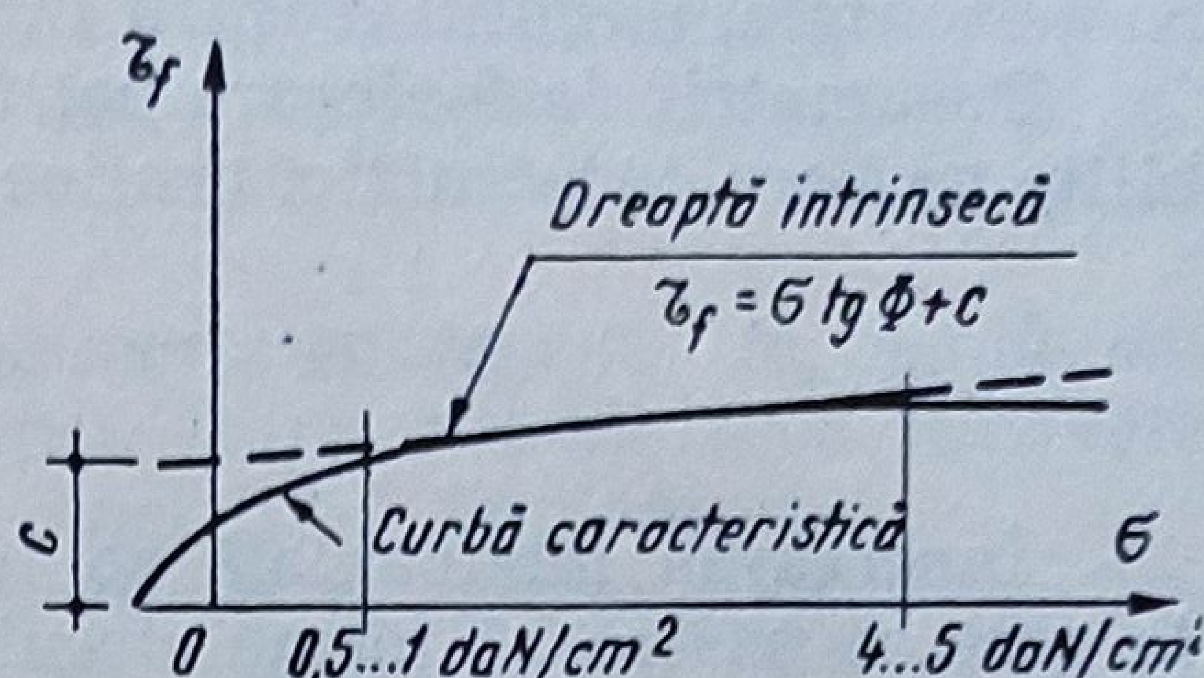


Fig. 5.37. Dreapta și curba intrinsecă.

Supunînd ruperii mai multe epruvete din același pămînt, la diferite valori ale tensiunii deviatoare $\Delta\sigma$, cu tensiunile principale σ_1^l și σ_2^l, se construiesc cercurile limită corespunzătoare (fig. 5.36). Ducînd înfășurătoarea cercurilor limită se obține curba intrinsecă.

Studii experimentale, efectuate pe diferite categorii de terenuri, au pus în evidență faptul că se poate aproxima curba intrinsecă cu o dreaptă, pentru intervalul de presiuni de la 0,5 . . . 1 daN/cm² la 4 . . . 5 daN/cm². Coeziunea obținută prin încercarea triaxială este mai mică decît coeziunea ce se obține prin forfecare directă (fig. 5.37), ceea ce pune în evidență faptul că aparatura și modul de realizare a încercărilor influențează valoarea parametrilor de forfecare.

Ruperea prin comprimare monoaxială este un caz particular al compresiunii triaxiale, în sensul că presiunea din celulă $p_o = \sigma_2 = \sigma_3 = 0$, deformațiile în plan orizontal fiind libere (fig. 5.38, *a*). Pentru încercare se folosesc aceleași epruvete ca la încercarea triaxială și aparatul triaxial sau aparate de construcție mai simplă.

Asupra epruvetei se aplică presiunea verticală $p_v = \sigma_1$, în trepte, pînă cînd sub acțiunea tensiunilor interne σ_1 se pune în evidență suprafața de rupere. Se măsoară unghiul α, făcut de suprafața de rupere cu orizontala care este direcție principală, unghi a cărui valoare, din teoria lui Rankine, este de $45° + \Phi/2$.

Se construiește cercul limită (fig. 5.38, *b*). Ducînd raza *CA* la unghiul 2α față de axa $O\sigma$ se obține, la intersecția cu cercul, punctul *A*. Tangenta în punctul *A*, la cercul limită, va fi dreapta intrinsecă, a cărei

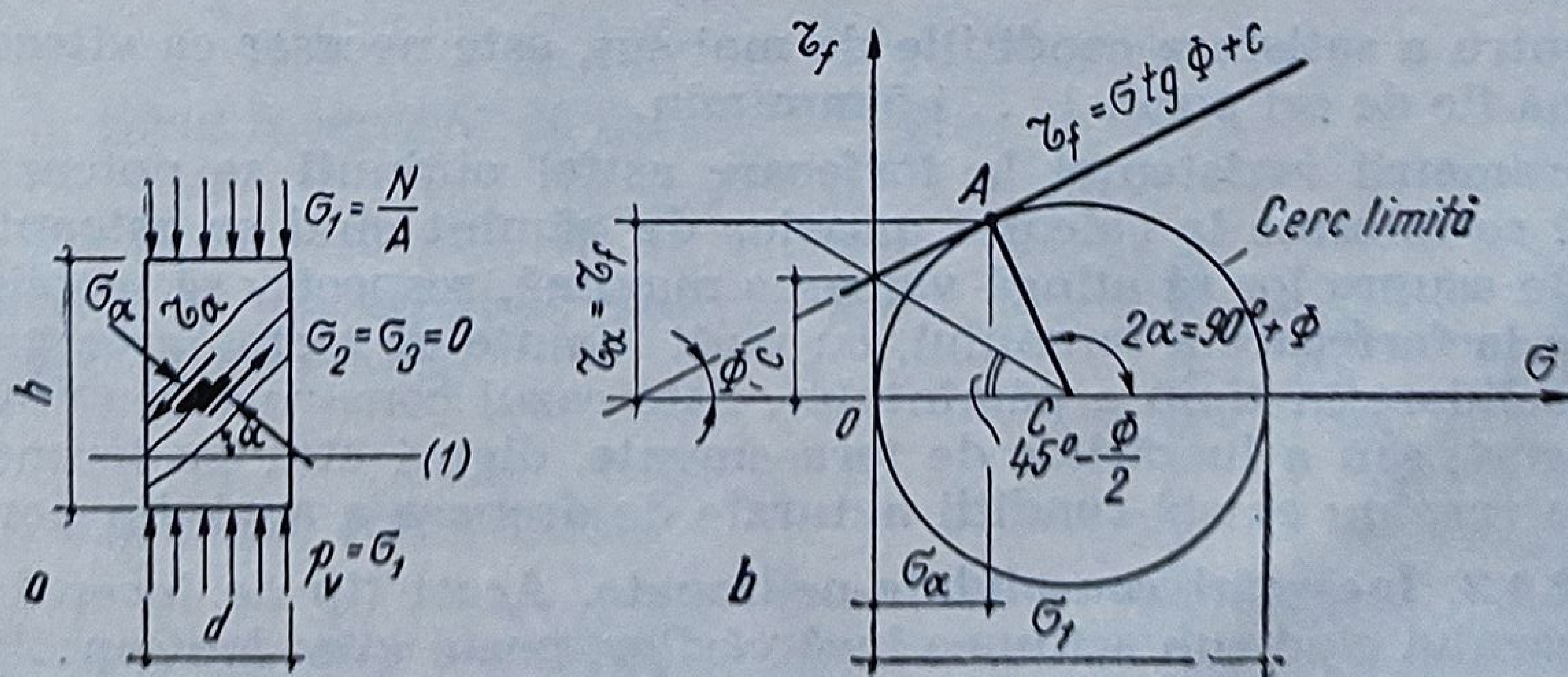


Fig. 5.38. Încercarea monoaxială:
a — starea de tensiuni din epruvetă (planul tensiunilor); *b* — cercul lui Mohr.

ordonată la originea sistemului de axe este coeziunea c, iar unghiul făcut cu orizontala, unghiul frecării interne Φ.

Parametrii de forfecare pot fi determinați și prin relații de calcul, stabilite pe baza construcției grafice :

$$\Phi = 2\alpha - 90° \quad \text{și} \quad c = \frac{\sigma_1}{2} \operatorname{tg}\left(45° - \frac{\Phi}{2}\right). \tag{5.67}$$

Încercarea monoaxială se folosește în cazul terenurilor cu coeziune la care se păstrează forma circulară a probei sub efectul greutății proprii. La argile, în stare plastică, se poate întîmpla ca epruveta să se rupă fără să apară plan de rupere pe suprafața laterală a acesteia, situație în care se va considera ca tensiune principală de rupere, tensiunea ce va produce o deformare pe verticală a epruvetei de 20% din înălțimea inițială.

5.2.4. DIFERITE TIPURI DE ÎNCERCĂRI, PENTRU STABILIREA PARAMETRILOR DE FORFECARE

Studiile experimentale, efectuate cu aparatură de diferite tipuri și pe terenuri de diferite proprietăți, au evidențiat faptul că parametrii de forfecare depind, în foarte mare măsură, nu numai de aparatura folosită ci și de modul în care se pregătesc și se desfășoară încercările experimentale.

5.2.4.1. **Încercări neconsolidate-nedrenate.** Se realizează pe epruvete, care, sub acțiunea încărcărilor, nu au timp să se consolideze, viteza de încărcare fiind astfel stabilită ca apa din pori să nu poată fi eliminată. Se mai numește și încercare rapidă pe probe neconsolidate sau încercare de tip U.

La aplicarea acestui tip de forfecare, în cazul forfecării directe, sub acțiunea încărcărilor normale, drenarea apei din porii epruvetei este împiedicată, epruveta rămînînd neconsolidată. Încărcarea de forfecare se aplică imediat după cea normală, cu o viteză suficient de mare pentru ca drenarea apei din pori, în timpul forfecării, să nu poată avea loc.

În cazul încercării triaxiale, atît în fază de introducere a presiunii p_0 în celulă cît și în timpul aplicării deviatorului, apa nu poate părăsi porii epruvetei. La comprimarea monoaxială încărcarea verticală p_z se aplică astfel încît ruperea să se producă fără a avea loc consolidarea și drenarea epruvetei.

Pentru a satisface condițiile de mai sus, este necesar ca viteza de forfecare să fie de cel puțin 1 . . . 1,5 mm/min.

Parametrii rezistenței la forfecare astfel obținuți se notează cu Φ_u și c_u și se folosesc la calculul maselor de pămînt cînd se așteaptă ca încărcările asupra lor să atingă valoarea maximă, respectiv să mobilizeze rezistența la forfecare a terenului, cu mult înainte de terminarea procesului de consolidare în timp a pămîntului. Este cazul construcțiilor realizate în timp scurt, sau a lucrărilor de terasamente, diguri etc., pe terenuri argiloase la care nu există condiții naturale de drenare a apei din pori.

5.2.4.2. **Încercări consolidate-nedrenate.** Acest tip de încercări corespund cazului cînd sub acțiunea încărcărilor, poate avea loc consolidarea și drenarea apei din pori, pînă în momentul aplicării forței de forfecare sau al deviatorului, moment de la care drenarea este împiedicată. Se mai numesc și încercări rapide pe probe consolidate sau încercări de tip CU.

La forfecarea directă, drenarea apei din pori este permisă sub acţiunea încărcărilor verticale. Forţa de forfecare se aplică numai după consolidarea epruvetei, viteza de forfecare fiind suficient de mare [U v> (1 ... 1,5) mm/min], astfel încît drenarea apei în timpul forfecării să fie împiedicată.

În cazul încercării triaxiale se introduce presiunea p_o în celulă, sub acţiunea căreia este permisă drenarea apei. După consolidarea epruvetei se aplică presiunea deviatoare, drenarea apei fiind împiedicată.

Parametrii rezistenţei la forfecare obţinuţi în aceste condiţii se notează cu Φ_{CU} şi c_{CU} şi se folosesc la calculul terenului atunci cînd pe terenuri consolidate, sub acţiunea unor lucrări sau construcţii iniţial realizate, intervin încărcări noi ca urmare a creşterii presiunilor efective transmise terenului prin supraetajare, sporirea sarcinilor utile etc., prin supraînălţarea digurilor sau a rambleelor şi ca urmare a solicitărilor din seism sau a acţiunii diferitelor sarcini dinamice.

5.2.4.3. **Încercări consolidate-drenate.** Se mai numesc şi încercări lente pe probe consolidate, sau încercări de tip D. Sînt identice cu precedentele, cu deosebirea că după consolidarea probei, timp în care are loc şi drenarea apei din pori, viteza de aplicare a forţei de forfecare, la forfecare directă, respectiv a presiunii deviatoare, în cazul comprimării triaxiale, este suficient de lentă pentru a permite drenarea apei în continuare.

Parametrii rezistenţei la forfecare se notează cu Φ_d şi c_d. Rezultatele încercării consolidate-drenate se folosesc la calculul terenului de fundare atunci cînd încărcarea asupra terenului este lentă, permiţînd ca procesul de consolidare în timp să se desfăşoare pe măsura încărcării şi în condiţii naturale de drenare a apei din pori.

5.2.4.4. **Parametrii efectivi şi aparenţi ai rezistenţei la forfecare.** Dacă în cursul determinării rezistenţei la forfecare se măsoară presiunea apei din pori u, este posibilă stabilirea tensiunii normale efective σ' şi exprimarea rezistenţei la forfecare cu relaţia

$$\tau_f=\sigma' \operatorname{tg} \Phi'+c'=(\sigma-u) \operatorname{tg} \varphi'+c' \tag{5.68}$$

unde Φ' şi c' sînt parametrii efectivi de forfecare.

În cazul în care nu se poate măsura presiunea neutrală u, rezistenţa la forfecare se exprimă funcţie de tensiunea unitară normală totală σ, cu relaţiile :

— în cazul încercării de tip U

$$\tau_f=\sigma \operatorname{tg} \Phi_U+c_U, \tag{5.69}$$

— în cazul încercării de tip CU

$$\tau_f=\sigma \operatorname{tg} \Phi_{CU}+c_{CU}, \tag{5.70}$$

Φ_U, c_U, Φ_{CU} şi c_{CU} numindu-se parametri aparenţi ai rezistenţei la forfecare (v. STAS 8942/2-73).

5.2.5. FACTORII CARE INFLUENŢEAZĂ REZISTENŢA LA FORFECARE

5.2.5.1. **Rezistenţa la forfecare a nisipurilor.** Analizînd legea lui Coulomb, relaţia (5.45), se vede că rezistenţa la forfecare a nisipurilor este funcţie directă de tensiunile normale sub acţiunea cărora se produce forfecarea şi funcţie de valoarea unghiului frecării interne. Variaţia rezis-

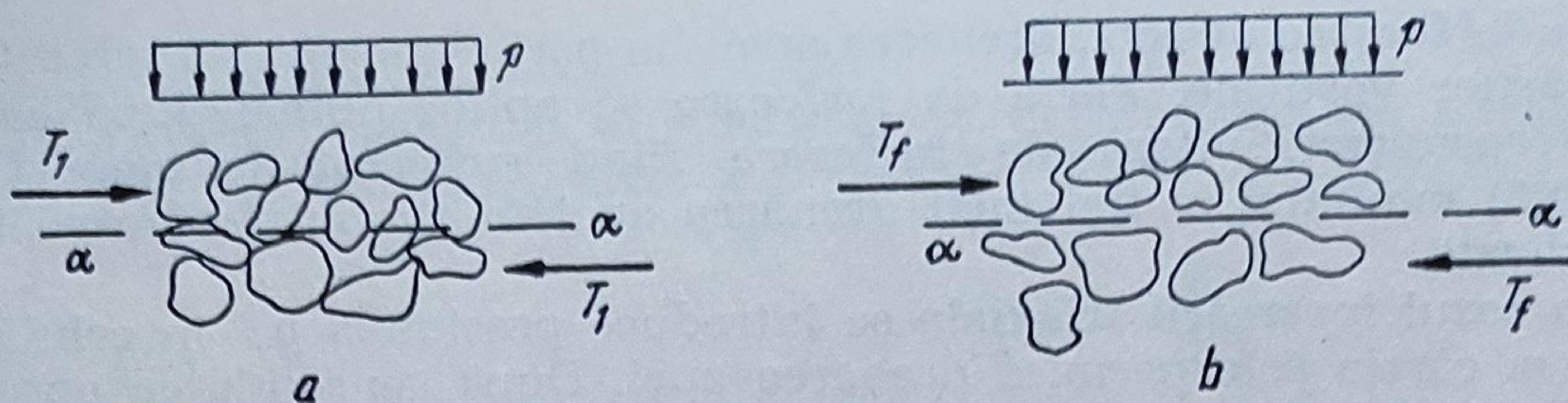


Fig. 5.39. Procesul de despănare și afînare în zona planului obligat de forfecare :

a — depășirea rezistenței de împănare; *b* — formarea planului de alunecare.

tenței la forfecare a nisipurilor depinde de variația celor două mărimi și de factorii de influență asupra acestora.

Dacă un nisip perfect granular nu este încărcat, adică în masa lui nu apar tensiuni normale efective, rezistența lui la forfecare este nulă.

În cazul terenurilor nisipoase cu permeabilitate ridicată, în momentul aplicării încărcărilor exterioare, tensiunea totală este transmisă în timp scurt de la faza lichidă scheletului solid sub forma tensiunilor normale efective, influența presiunii neutrale, asupra lui τ_f fiind mică. Pe măsură însă ce scade permeabilitatea, trecînd de la terenurile nisipoase către terenurile nisipoase prăfoase, prăfoase argiloase, în raport de importanța construcției, se impune luarea în considerare a efectului presiunii neutrale, care diminuează rezistența la forfecare

$$\tau_f=(\sigma-u)\ \mathrm{tg}\ \Phi'=\sigma'\ \mathrm{tg}\ \Phi'. \tag{5.71}$$

Pondere mare de influență asupra rezistenței la forfecare este dată de unghiul frecării interne, respectiv tg Φ, cu toți factorii care îl influențează.

Considerînd o masă de nisip, supusă forfecării pe un plan α—α (fig. 5.39), plan ce trece prin particule, pori și contactele dintre particule, la început, datorită rezistenței la forfecare opusă de particulele solide, forfecarea nu are loc. Pe măsură însă ce cresc tensiunile tangențiale, ca urmare a creșterii forței de forfecare, particulele se vor deplasa unele față de celelalte, înregistrîndu-se un proces de despănare, care face ca toate particulele să se reașeze de o parte și cealaltă a planului de forfecare α—α. Acest proces conduce la o afînare a nisipului în zona planului obligat de forfecare, proces influențat de starea de îndesare, de mărimea și de forma particulelor solide.

În figura 5.40 se pune în evidență influența gradului de îndesare asupra rezistenței la forfecare. Se vede că τ_f crește pe măsură ce crește I_D, ca urmare a creșterii frecării interne.

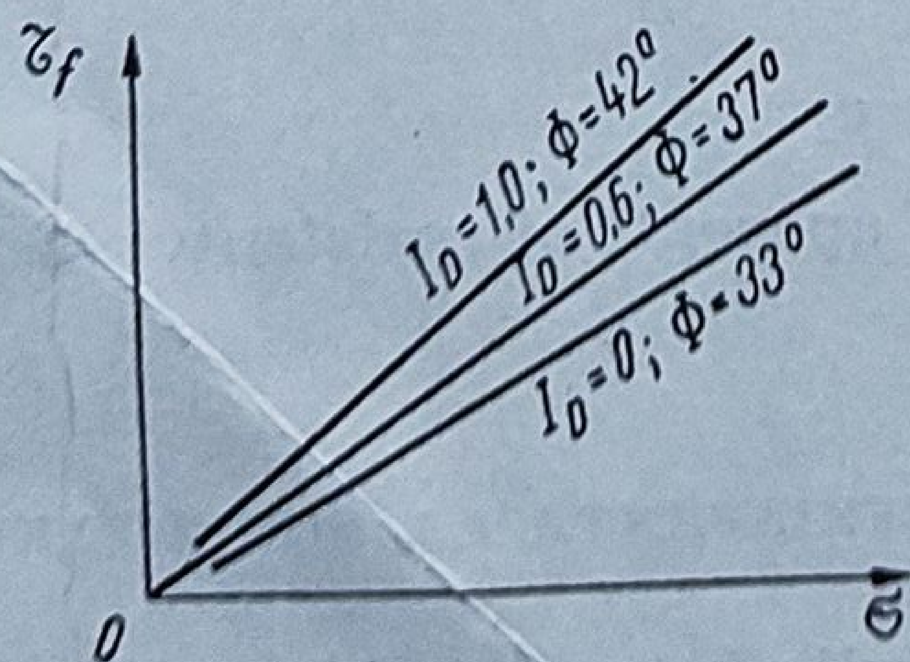


Fig. 5.40. Dependența dintre Φ și I_D.

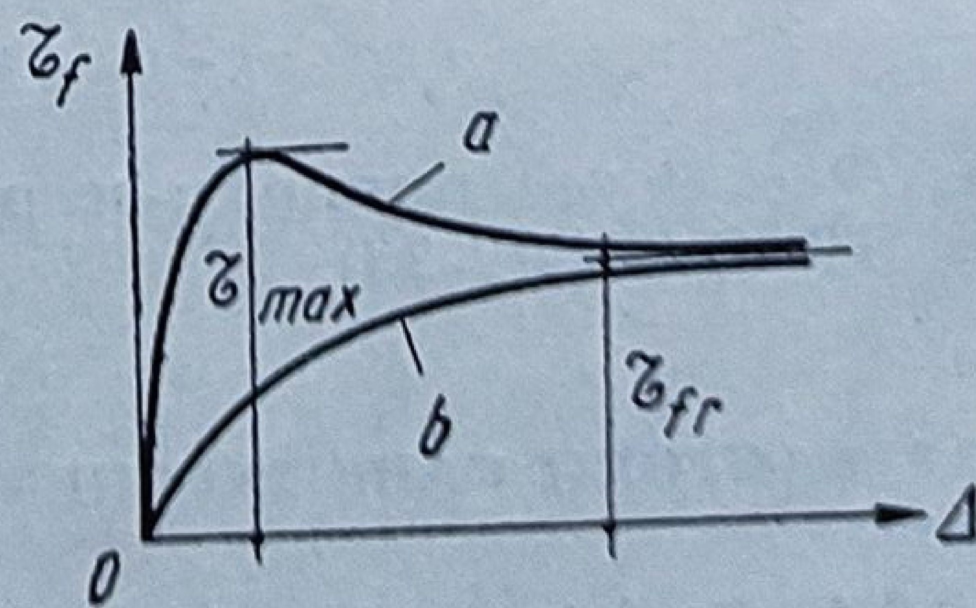
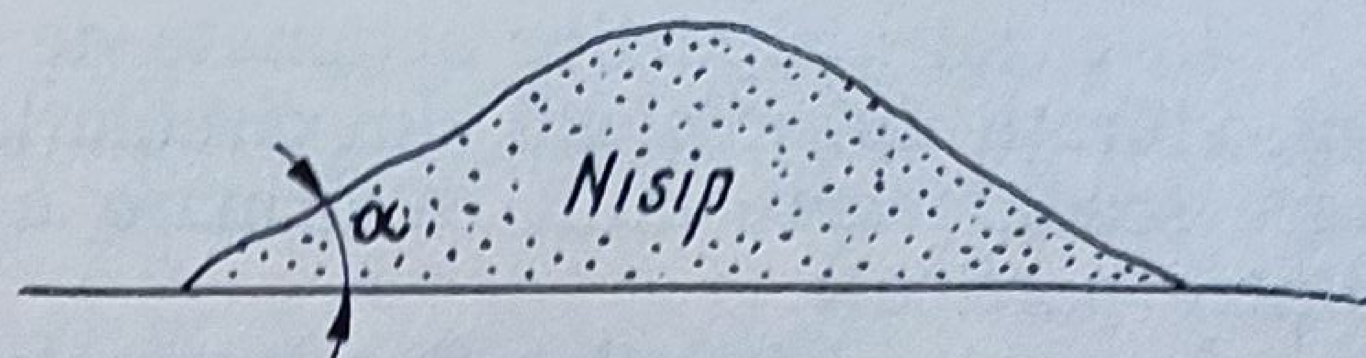


Fig. 5.41. Variația rezistenței la forfecare în raport cu deplasarea.

a — nisipuri îndesate; *b* — nisipuri afînate.

Fig. 5.42. Unghiul taluzului natural.



Influența stării de îndesare poate fi pusă în evidență și prin variația lui τ_f în raport cu deformația la forfecare Δ (fig. 5.41). La nisipurile afînate, odată cu creșterea deformației, are loc o îndesare în zona de forfecare, fapt ce conduce la creșterea lui τ_f. În cazul nisipurilor îndesate, se constată la început, procesul de despănare a particulelor (v. fig. 5.39), timp în care τ_f atinge o valoare maximă, ca apoi, după afînarea și regruparea particulelor de nisip în zona forfecată, rezistența la forfecare să se stabilizeze la o valoare mai mică, numită *rezistență la forfecare de regim* sau reziduală τ_{fr}.

Unghiul frecării interne va fi cu atît mai mare, cu cît particulele solide sînt mai mari, au o formă alungită și plată, și suprafața laterală mai rugoasă.

Pentru anumite lucrări, unghiul frecării interne poate fi aproximat cu unghiul taluzului natural α (fig. 5.42). Unghiul taluzului natural este dat de taluzul unui volum de pămînt nisipos, lipsit de coeziune și în stare uscată, la limita echilibrului cu orizontala. Datorită împănării dintre particulele de nisip, unghiul $\Phi > \alpha$.

În raport cu natura și cu starea terenurilor nisipoase, unghiul frecării interne Φ poate fi cuprins între 20 și 45°.

Încercări experimentale, efectuate pe mai multe categorii de pămînturi nisipoase au arătat că, în procesul de forfecare, nisipurile tind către o mărime constantă a porozității, numită *porozitate critică*, la care capacitatea portantă a nisipului scade foarte mult. În cazul nisipurilor saturate, fenomenul poate fi însoțit de tasări spontane, foarte periculoase pentru stabilitatea construcției.

Stabilirea porozității critice constituie o problemă de mare importanță pentru luarea unor măsuri corespunzătoare în problemele de stabilitate a construcțiilor.

Determinarea valorii porozității critice se face prin încercări repetate în laborator, pe probe luate din același fel de nisip, însă la porozități diferite. Se produce la fiecare încercare de forfecare o oarecare deformare verticală. Dacă rezultatul încercărilor se transpune într-o diagramă (fig. 5.43), avînd în abscisă porozitatea, iar în ordonată deformarea Δh, atît în sens pozitiv cît și în sens negativ, la întretăierea curbei tasare-porozitate cu abscisa, rezultă valoarea porozității critice n_{cr}.

Rezistența la forfecare a nisipurilor nu este practic influențată de umiditate, deoarece în jurul particulelor solide de nisip, lipsește apa adsorbită. În cazul cînd umiditatea este redusă pînă la valoarea la care apar meniscurile capilare, în zona cu apă capilară se manifestă coeziunea capilară sau aparentă, care evidențiază o anumită valoare a rezistenței la forfecare. Dacă apa capilară dispare, dispare și coeziunea aparentă. Prezența coeziunii aparente face ca nisipul să se mențină, în săpătură, la un taluz cu panta ridicată și să se prăbușească la dispariția acesteia.

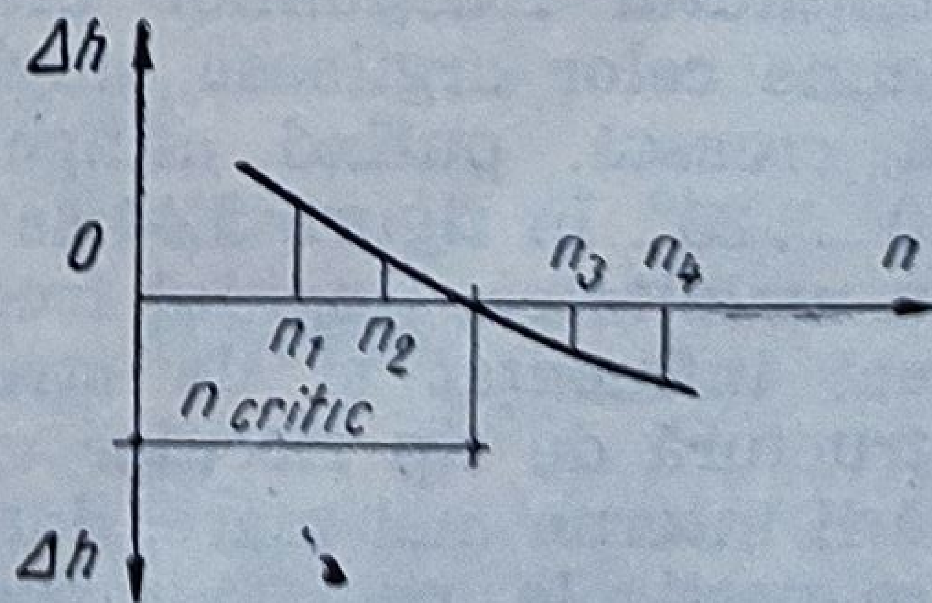


Fig. 5.43. Determinarea porozității critice.

În cazul nisipurilor acționate de solicitări dinamice, acțiunea seismului, vibrații din explozii, din circulația vehiculelor etc., rezistența la forfecare scade foarte mult ca urmare a efectului vibrațiilor asupra frecării dintre particule.

În cazul nisipurilor fine imersate supuse solicitărilor dinamice sau în cazul alunecărilor unor mase de pămînt sub greutatea proprie, poate să apară fenomenul *de lichefiere a masei de nisip* ca urmare a creșterii presiunii neutrale care poate anula presiunea efectivă ($\sigma - u = 0$) și reduce total frecarea dintre particulele de nisip, respectiv rezistența la forfecare. Cu cît nisipul este mai uniform și cu particulele mai rotunjite, avînd porozitatea mai mare ca cea critică și cu cît permeabilitatea este mai scăzută, cu atît susceptibilitatea la lichefiere va fi mai mare. Un nisip lichefiat își pierde complet capacitatea de a mai prelua sarcini statice sau dinamice.

Cercetările experimentale, privind rezistența la forfecare a nisipurilor sub acțiunea sarcinilor dinamice, pun în evidență **rezistența la forfecare** dinamică τ_d, care poate fi exprimată printr-o relație asemănătoare cu legea lui Coulomb, de forma :

$$\tau_d = \sigma \text{ tg } \Phi_d + \tau_0, \tag{5.72}$$

unde :

Φ_d este unghiul frecării interioare determinat în condiții dinamice de forfecare, fiind funcție atît de natura terenului cît și de caracteristicile sarcinilor dinamice ;

τ_0 — o rezistență inițială la forfecare, generată de mai mulți factori, printre care și eventuale forțe de legătură dintre particulele solide.

Cunoașterea rezistenței la forfecare în condiții dinamice, constituie o problemă deosebit de importantă atît în proiectare cît și la executarea unor lucrări folosind tehnica vibrațiilor.

5.2.5.2. **Rezistența la forfecare a pămînturilor coezive.** În cazul terenurilor cu coeziune, legea lui Coulomb (5.46), pune în evidență principalii factori de care depinde rezistența lor la forfecare :

$$\tau_f = \sigma' \text{ tg } \Phi + c = (\sigma - u) \text{ tg } \Phi + c. \tag{5.73}$$

În cazul unui teren saturat cu apă factorul ($\sigma - u$) crește în timp, pe măsură ce apa este drenată din pori și încărcările normale sînt transmise scheletului solid. Frecarea dintre particule este la fel influențată de prezența apei și a complexului de adsorbție făcînd ca unghiul frecării interne să fie mai mic ca la terenurile nisipoase. În cazul terenurilor cu conținut mare în fracțiuni argiloase și la umiditate ridicată, unghiul frecării interne are valori foarte scăzute, practic $\Phi = 0$, ca pe măsură ce crește conținutul fracțiunilor prăfoase, nisipoase în dauna celor argiloase, unghiul frecării interne să crească, putînd atinge valori de pînă la 20 . . . 25°. În figura 5.44 se arată variația lui Φ cu umiditatea. Unghiul frecării interne este direct influențat și de structura terenului. O structură de tip flocular va avea unghiul frecării interne mai mare, datorită încleștării dintre particule, pe cîtă vreme la o structură de tip dispers (fig. 5.45) frecarea va fi mult mai mică.

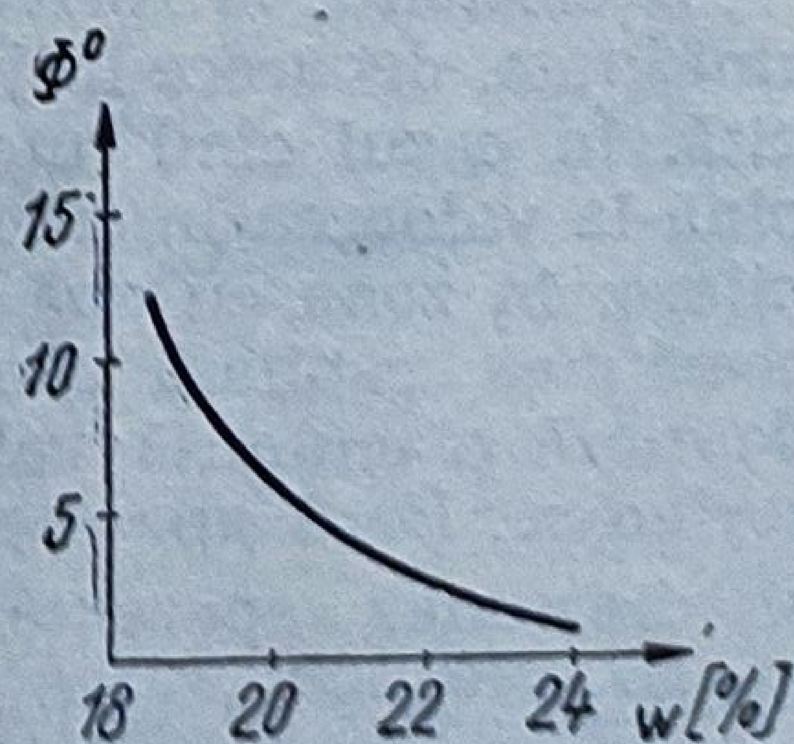


Fig. 5.44. Variația lui $\Phi°$ cu umiditatea w%.

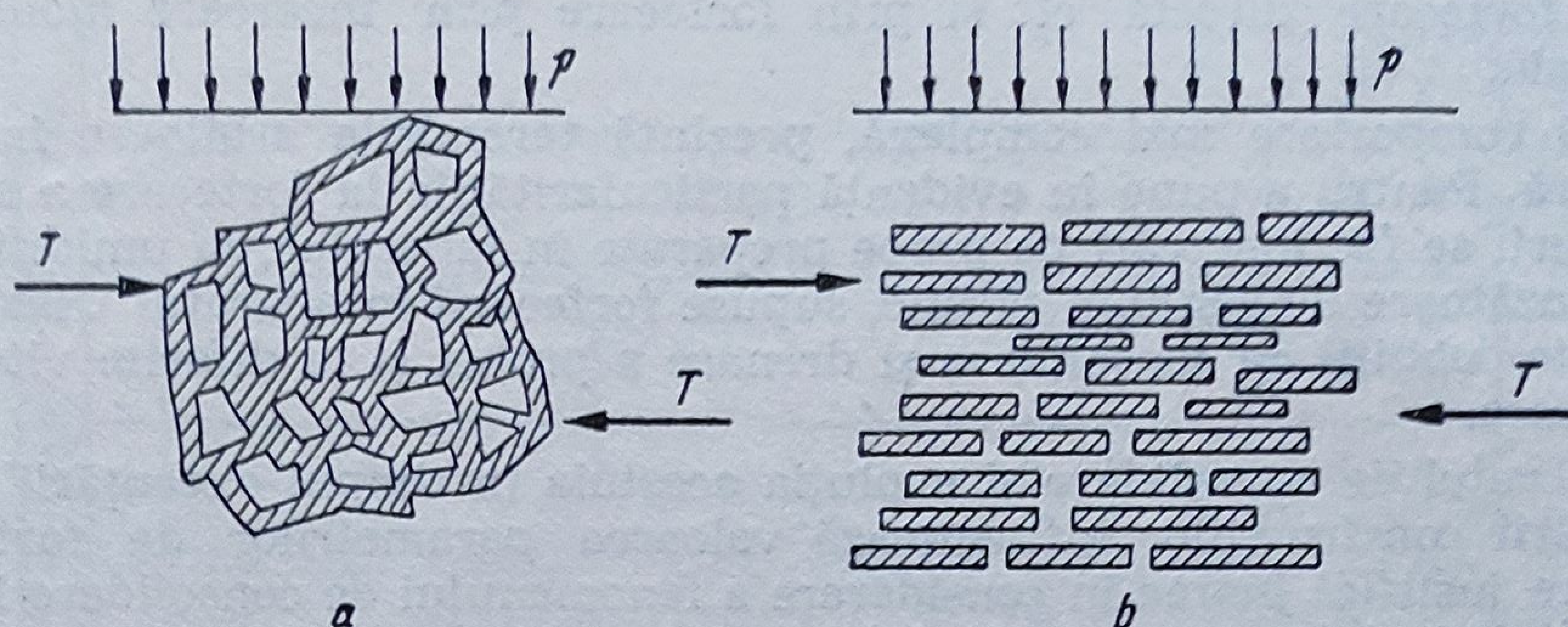


Fig. 5.45. Influența structurii asupra rezistenței la forfecare : *a* — structură floculară ; *b* — structură dispersă.

Structura pămîntului cît și apa din complexul de adsorbție și apa din pori au influențe mari asupra coeziunii terenurilor argiloase. Coeziunea, evidențiată în legea lui Coulomb printr-un singur termen este mult mai complexă, putînd fi exprimată prin relația

$$c = c_w + c_s + c_p, \tag{5.74}$$

unde :

c_w este coeziunea electromoleculară, generată de acțiunea dintre particula solidă și complexul de adsorbție, numită și coeziune primară ;
c_s — coeziunea de cimentație sau structurală, care este dată de cimentarea în timp a unor legături între particule solide ;
c_p — coeziunea capilară, dată de meniscurile capilare din porii pămîntului.

Coeziunea primară este cu atît mai pronunțată cu cît particula solidă este mai puțin saturată cu apa adsorbită ; pe măsură ce crește conținutul de apă adsorbită, scade c_w. La o argilă cu complexul de adsorbție saturat, de exemplu o argilă în stare de curgere, $c_w = 0$. În figura 5.46, se arată influența umidității asupra coeziunii primare, punîndu-se în evidență și faptul că c_w depinde și de mărimea încărcărilor exterioare.

Coeziunea structurală este componenta cea mai stabilă a coeziunii, ea dispărînd numai prin distrugerea legăturilor de cimentare dintre particule, deci prin deranjarea structurii naturale a terenului argilos. În cazul terenurilor loessoide, macroporice, legăturile structurale de natură calcaroasă sînt ușor distruse prin inundarea cu apă, dispărînd astfel coeziunea structurală dată de aceste legături.

Coeziunea capilară fiind legată de prezența meniscurilor capilare, ea dispare odată cu dispariția apei capilare. Datorită caracterului fluctuant al apei capilare, coeziunea capilară se neglijează.

Pămînturile argiloase tari, fără apă liberă în pori, au o comportare relativ simplă în decursul încercărilor de forfecare, parametrii Φ și c putînd fi stabiliți atît

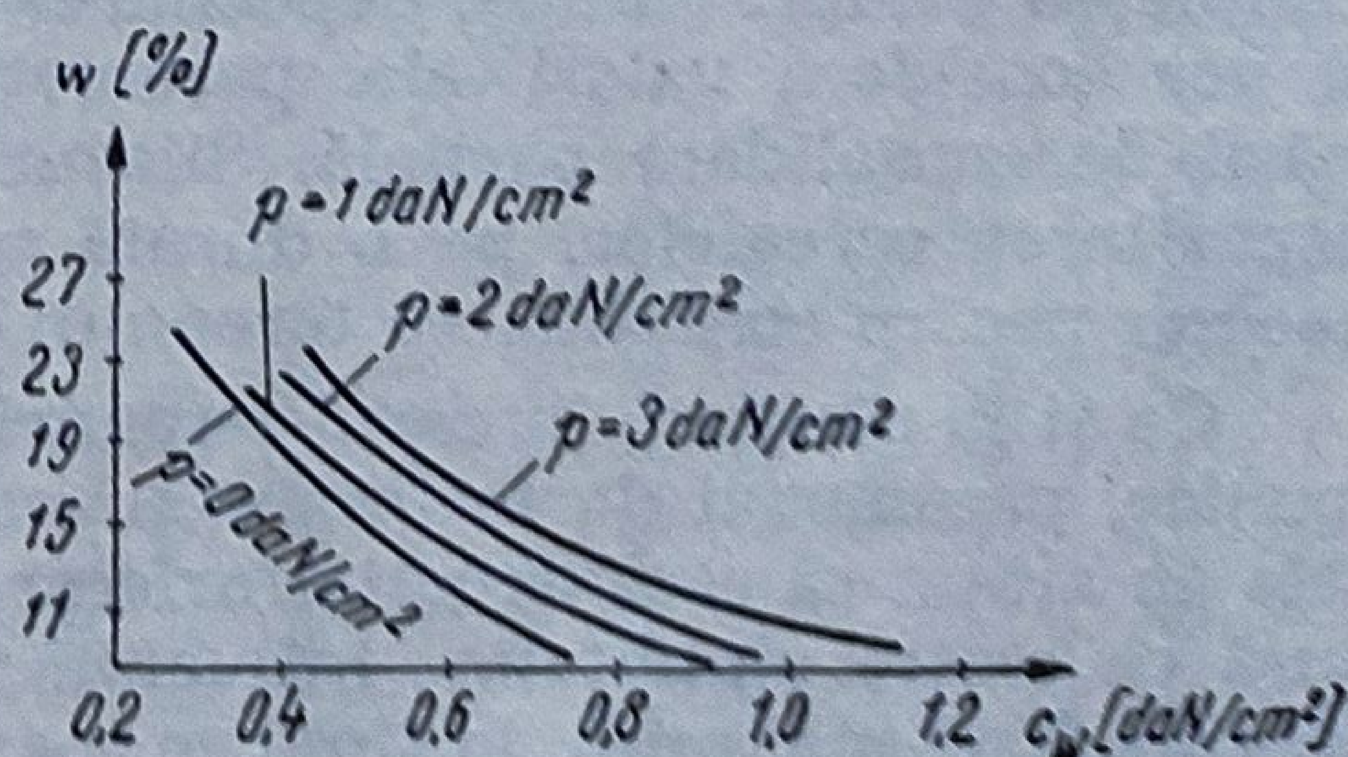


Fig. 5.46. Relația între c_w și $w\%$.

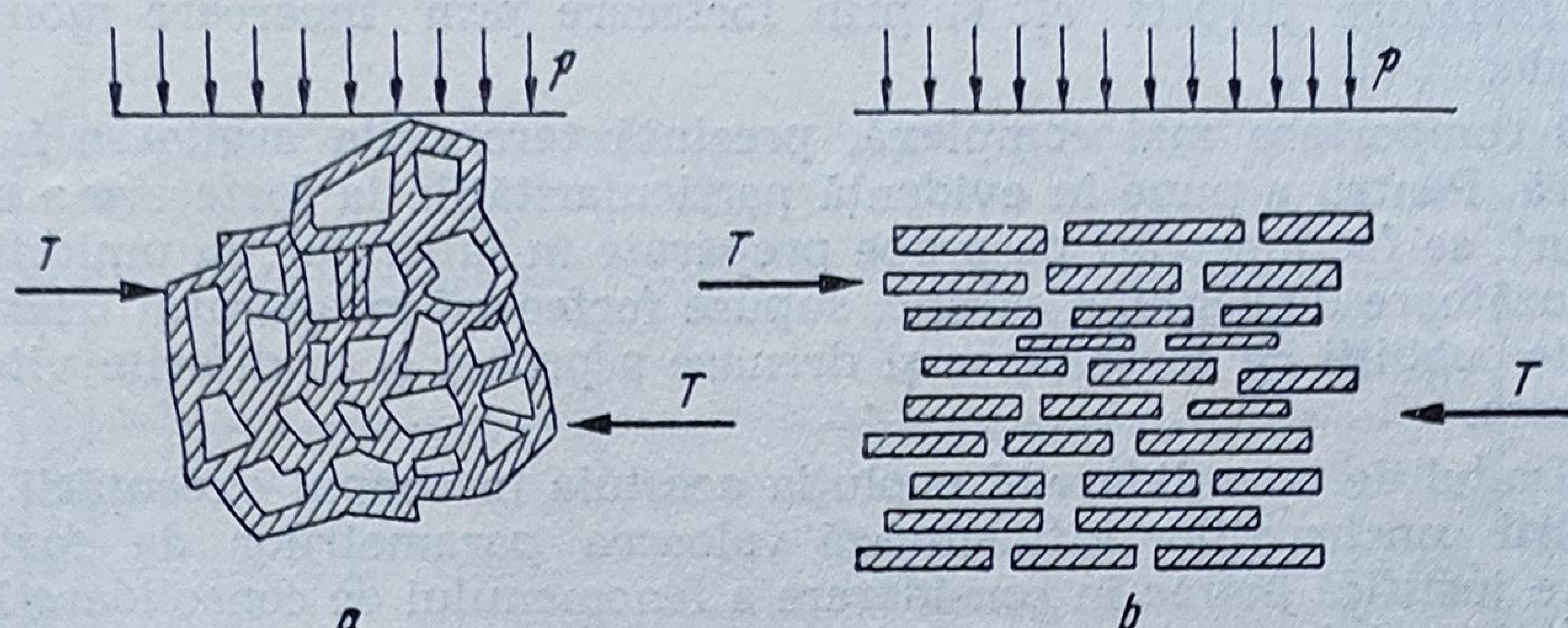


Fig. 5.45. Influența structurii asupra rezistenței la forfecare : *a* — structură floculară; *b* — structură dispersă.

Structura pămîntului cît și apa din complexul de adsorbție și apa din pori au influențe mari asupra coeziunii terenurilor argiloase. Coeziunea, evidențiată în legea lui Coulomb printr-un singur termen este mult mai complexă, putînd fi exprimată prin relația

$$c = c_w + c_s + c_p, \qquad (5.74)$$

unde :

c_w este coeziunea electromoleculară, generată de acțiunea dintre particula solidă și complexul de adsorbție, numită și coeziune primară ;
c_s — coeziunea de cimentație sau structurală, care este dată de cimentarea în timp a unor legături între particule solide ;
c_p — coeziunea capilară, dată de meniscurile capilare din porii pămîntului.

Coeziunea primară este cu atît mai pronunțată cu cît particula solidă este mai puțin saturată cu apa adsorbită ; pe măsură ce crește conținutul de apă adsorbită, scade c_w. La o argilă cu complexul de adsorbție saturat, de exemplu o argilă în stare de curgere, $c_w = 0$. În figura 5.46, se arată influența umidității asupra coeziunii primare, punîndu-se în evidență și faptul că c_w depinde și de mărimea încărcărilor exterioare.

Coeziunea structurală este componenta cea mai stabilă a coeziunii, ea dispărînd numai prin distrugerea legăturilor de cimentare dintre particule, deci prin deranjarea structurii naturale a terenului argilos. În cazul terenurilor loessoide, macroporice, legăturile structurale de natură calcaroasă sînt ușor distruse prin inundarea cu apă, dispărînd astfel coeziunea structurală dată de aceste legături.

Coeziunea capilară fiind legată de prezența meniscurilor capilare, ea dispare odată cu dispariția apei capilare. Datorită caracterului fluctuant al apei capilare, coeziunea capilară se neglijează.

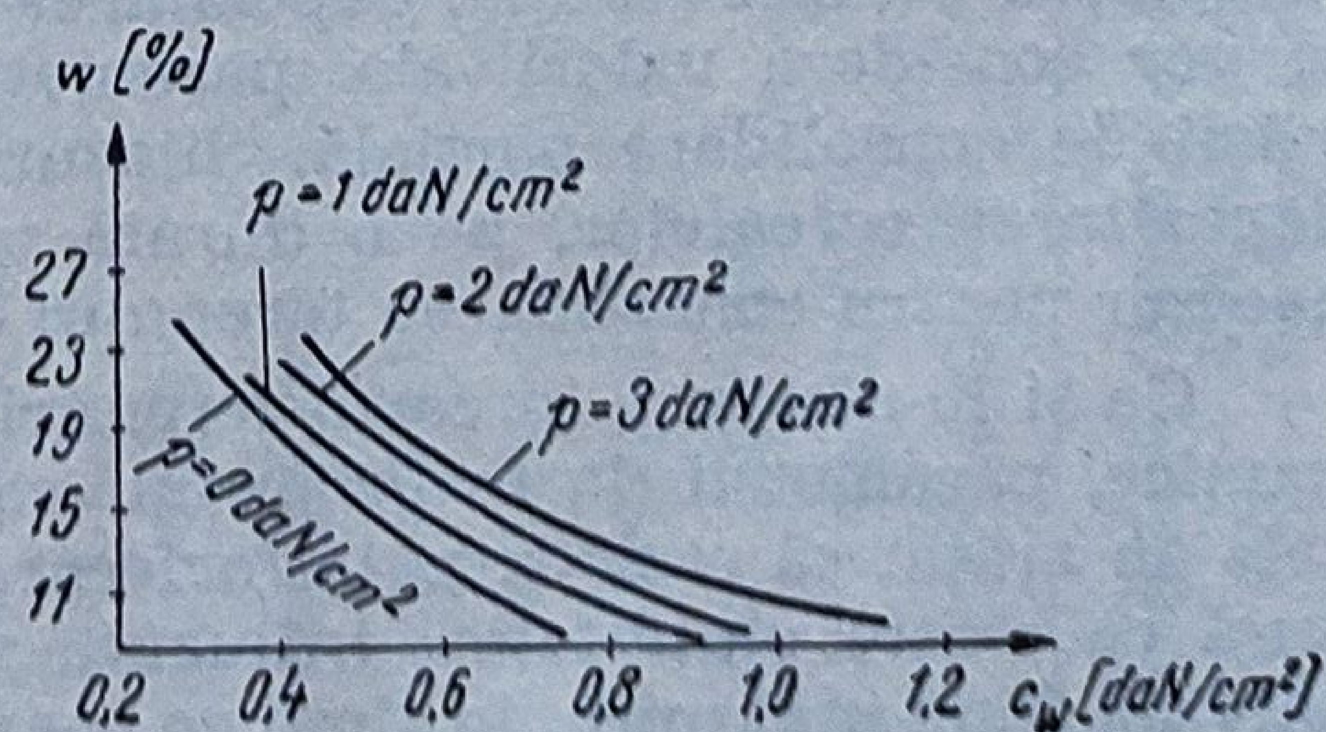


Fig. 5.46. Relația între c_w și w%.

Pămînturile argiloase tari, fără apă liberă în pori, au o comportare relativ simplă în decursul încercărilor de forfecare, parametrii Φ și c putînd fi stabiliți atît

prin forfecare directă cît și prin forfecare prin încercare mono- sau triaxială.

O comportare mai complexă, prezintă terenurile argiloase în stare plastică. Pentru a pune în evidență particularitățile la forfecare a acestor terenuri, se fac încercări pe probe preparate în laborator, la umidități corespunzătoare domeniului plastic, supuse forfecării în aparatul triaxial, în diferite condiții de consolidare și drenare a probei și la diferite viteze de încărcare.

Gradul de consolidare și evoluția acestuia în timpul executării și exploatării construcțiilor influențează valoarea parametrilor de forfecare, fapt ce justifică luarea în considerare a fenomenului de consolidare la stabilirea tipului de încercări triaxiale.

Rezistența la forfecare a unui pămînt argilos în stare de consolidare parțială, a cărui consolidare nu se termină în timpul executării construcției, va fi numai o fracțiune din rezistența la forfecare a aceluiași teren determinată pe probe consolidate.

La unele argile în stare naturală, chiar dacă au umiditatea mai mare decît limita de curgere, ele vor opune o rezistență față de solicitarea la forfecare datorită coeziunii structurale. Distrugînd însă legăturile dintre granulele scheletului, argila se transformă într-o masă curgătoare fără nici o rezistență, situație curent întîlnită în zona planului de rupere, la masivele de pămînt în mișcare și în cazul solicitărilor dinamice.

Valoarea parametrilor de forfecare este influențată și de modul și durata încercării.

Dacă rezultatele obținute efectuînd încercări rapide și lente nu arată valori esențial diferite pentru Φ și c, restul încercărilor, necesare pentru a putea stabili valori medii normate sau de calcul, pot fi efectuate prin încercări simple.

În cazul cînd valorile Φ și c rezultate din încercări rapide și lente diferă mult între ele, este necesar să se stabilească valori ale unghiului de frecare Φ și ale coeziunii c, prin încercări triaxiale care să modeleze cît mai fidel comportarea terenului sub sarcinile date de construcții, pe durata execuției și a exploatării lucrărilor. De exemplu, dacă se poate deduce că tasările sub construcțiile în execuție se consumă pînă la terminarea lucrărilor, pot fi folosite valori Φ și c determinate prin încercările lente. În caz contrar se iau în considerare valori corespunzătoare unei consolidări parțiale a pămînturilor respective, care corespund datei la care lucrările se vor termina.

Sînt unele construcții, ca ecluzele și silozurile, la care, după terminarea lor, la data punerii în exploatare, se aplică încărcări în mod brusc (umplerea ecluzei cu apă, depozitarea cerealelor în siloz). În aceste cazuri se vor considera valori ale parametrilor de forfecare corespunzătoare stării de consolidare parțială. Silozurile pot fi încărcate programat, prin depozitarea cerealelor, pe o durată mai lungă, corespunzătoare timpului necesar pentru consolidarea terenului de fundare.

Ca și la nisipuri, în cazul terenurilor argiloase supuse unor acțiuni dinamice, parametrii de forfecare au valori mai mici. Încercări experimentale au arătat că rezistența la forfecare sub sarcini dinamice, scade pe măsură ce crește umiditatea, influența vibrațiilor asupra unghiului frecării interne fiind mai mică, în timp ce coeziunea poate să scadă cu pînă la 50 % și chiar mai mult.

TABELUL 5.3

Valori orientative ale caracteristicilor Φ și c

Denumirea pămînturilor	Indicele porilor e													
	0,45		0,55		0,65		0,75		0,85		0,95		1,05	
	Φ	c	Φ	c	Φ	c	Φ	c	Φ	c	Φ	c	Φ	c
Pămînturi necoezive :														
— nisipuri cu pietriș și nisipuri mari	36°		33°		31°									
— nisipuri fine	31°		30°		27°		23°							
— nisipuri mijlocii	33°		31°		29°									
— nisipuri prăfoase	30°		28°		25°		22°							
Pămînturi coezive cu $S_r \geqslant 0{,}8$:														
— prafuri și prafuri argiloase	25°	6,0	24°	4,5	23°	3,5								
$0{,}75 < I_c \leqslant 1$														
$0{,}25 < I_c \leqslant 0{,}75$	23°	5,0	22°	3,5	20°	2,5	18°	1,2						
— argile prăfoase														
$0{,}75 < I_c \leqslant 1$	22°	18,5	21°	15,0	20°	12,0	19°	10,0	18°	8,5	17°	7,5		
$0{,}5 < I_c \leqslant 0{,}75$	20°	15,5	19°	13,5	18°	11,0	17°	9,5	16°	7,5	14°	6,0		
$0{,}25 < I_c \leqslant 0{,}5$	—	—	—	—	16°	10,0	15°	8,0	13°	6,5	12°	5,5	10°	5,0
— argile $0{,}75 < I_c \leqslant 1$	—	—	18°	32,5	17°	27,0	16°	21,5	15°	18,5	13°	16,0	12°	14,5
$0{,}5 < I_c \leqslant 0{,}75$	—	—	—	—	15°	23,0	14°	20,0	13°	17,0	12°	14,5	9°	12,5
$0{,}25 < I_c \leqslant 0{,}5$	—	—	—	—	13°	18,0	12°	16,0	10°	14,5	8°	13,5	6°	11,5

Observații : — Valorile din tabel se exprimă în grade pentru Φ și kPa pentru c ;
— Valorile din tabel se referă la pămînturi cu un conținut maxim de materii organice sub 5% ;
— Pentru valori intermediare ale indicelui porilor se interpolează liniar pentru obținerea caracteristicilor Φ și c.

Un alt factor hotărîtor asupra rezistenței la forfecare sub vibrații îl are accelerația relativă a vibrațiilor, definită prin raportul dintre accelerația vibrațiilor și accelerația gravitațională.

Atunci cînd valoarea parametrilor de forfecare nu poate fi stabilită pe cale experimentală, în laborator sau pe teren, se pot folosi pentru calculul tasărilor și capacității portante valorile date în tabelul 5.3, funcție de indicele porilor e și indicele de consistență I_c.

Pentru comparație, în tabelul 5.4 se dau parametrii de forfecare determinați în condiții dinamice și statice de forfecare, pe probe la umiditatea optimă de compactare și la umiditatea de saturație, pentru cîteva categorii de terenuri.

TABELUL 5.4

Valori medii pentru: Φ_s^0 ; c_s și Φ_d^0 ; c_d.

Denumirea pămîntului	static $\frac{W_{opt}}{W_{sat}}$		dinamic $\frac{W_{opt}}{W_{sat}}$	
	Φ_s^0	c_s kPa	Φ_d^0	c_d kPa
Praf argilos nisipos	25 20	24 17	21 16,5	19 13
Argilă nisipoasă	24 18	35 20	20,5 15	28 15
Amestec : 70% nisip prăfos și 30% marnă	20 14	55 38	16 11	42 27
Amestec : 50% nisip prăfos și 50% marnă	16 9	80 55	12,5 7	61 35

CAPITOLUL 6

CERCETAREA TERENULUI DE FUNDARE LA FAȚA LOCULUI

6.1. CERCETAREA TERENURILOR PRIN SONDAJE DE PENETRARE

Un mijloc simplu și economic de stabilire a stratificației, a nivelului apelor subterane și a unor caracteristici fizico-mecanice îl formează încercările de penetrare efectuate cu aparate numite *penetrometre*, alcătuite, în principiu, dintr-o coloană de tije, care, la partea inferioară, are un vîrf conic sau o carotieră. După modul de acționare există : penetrometre statice, la care tijele cu vîrful conic și mantaua de protecție (dacă este cazul)

se introduc în teren prin presare cu viteză constantă ; penetrometre dinamice, la care tijele cu con sau carotieră se introduc în teren prin batere cu ajutorul unui berbec ce cade liber de la înălțime constantă.

6.1.1. CERCETAREA PRIN PENETRARE STATICĂ

6.1.1.1. **Principiul metodei și domeniul de aplicare.** Încercarea prin penetrare statică constă în presarea în teren în mod lent și continuu (viteza optimă fiind 0,5 . . . 2 cm/s) pînă la adîncimea dorită, a unei sonde cu vîrf conic. Se determină rezistența opusă la pătrundere pe vîrful conic Rp și forța datorată frecării laterale F_l pe suprafața tubului de protecție (manta) la penetrometrele cu tijă protejată.

În țara noastră încercarea de penetrare statică se execută după STAS 1242/2-76 și conform instrucțiunilor C 159-73.

Pentru mărirea continuă a adîncimii de penetrare și pentru efectuarea măsurătorilor cu erori cît mai mici, s-au conceput o serie de aparate cu performanțe din ce în ce mai bune.

6.1.1.2. **Descrierea aparaturii.** Cel mai simplu penetrometru static se compune dintr-o tijă care, la partea inferioară, are un vîrf conic, iar la partea superioară, dispozitivul de aplicare și măsurare a forței statice aplicată manual sub acțiunea căreia penetrometrul pătrunde în teren (fig. 6.1). În cazul penetrometrelor cu acționare manuală, adîncimea pînă la care se poate cerceta terenul este redusă (circa 1,0 m).

Pentru mărirea adîncimii, Gamski a conceput un penetrometru combinat cu o foreză manuală cu care se pot efectua sondaje de penetrare pînă la adîncimea de 10 . . . 20 m (fig. 6.2).

Cu ajutorul unui burghiu se execută un foraj, în care la diferite adîncimi se efectuează penetrare statică prin înlocuirea burghiului de foraj cu un burghiu de ancoraj prin axa căruia trece o tijă prevăzută la capăt cu un con de penetrare.

Caracteristica principală a aparatului constă în faptul că rezistența pe care terenul o opune înaintării conului este echilibrată de rezistența la smulgere a burghiului de ancoraj.

Cel mai răspîndit în țara noastră este *penetrometrul static hidraulic de tip INCERC*. Acesta se compune din următoarele părți principale (fig. 6.3) : echipamentul de sondare (penetrare) ; dispozitivul de presare ; dispozitivul de măsurare a rezistențelor la penetrare (pe con și totală) dispozitivul de lestare.

Echipamentul de sondare este alcătuit dintr-o coloană de tije din oțel, protejată de o manta, care are la capăt conul de penetrare cu unghiul la vîrf de 60°, diametrul bazei de 35,7 mm și secțiunea de 10 cm². Dacă pentru micșorarea forței de frecare se utilizează un manșon de 50 cm lungime, diametrul bazei conului este de 43,7 mm.

Coloana de tije este formată din tronsoane cu lungimea de 1,0 m, care se îmbină prin înfiletare. Pentru evitarea pătrunderii pămîntului între tije și manta, conul este prevăzut cu o manșetă care îmbracă extremitatea tubului înșurubat la con.

Dispozitivul de presare este hidraulic și acționează concomitent pe con și pe tuburile de protecție, dezvoltînd forța necesară introducerii în teren a echipamentului de sondare.

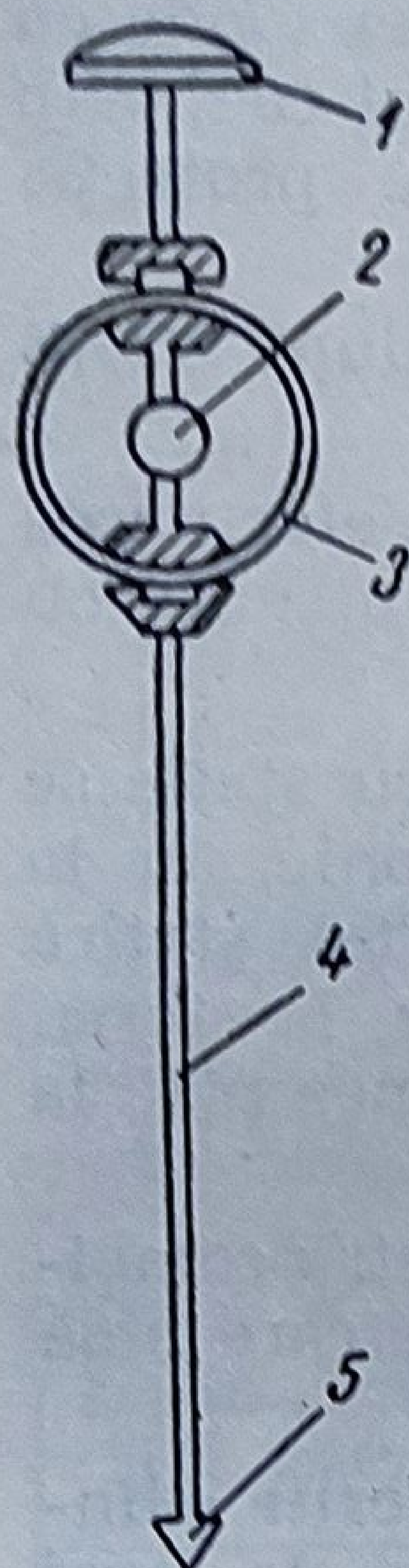


Fig. 6.1. Penetrometru static fără manta :

1 — mîner; 2 — microcomparator; 3 — inel dinamometric; 4 — tijă; 5 — con de penetrare.

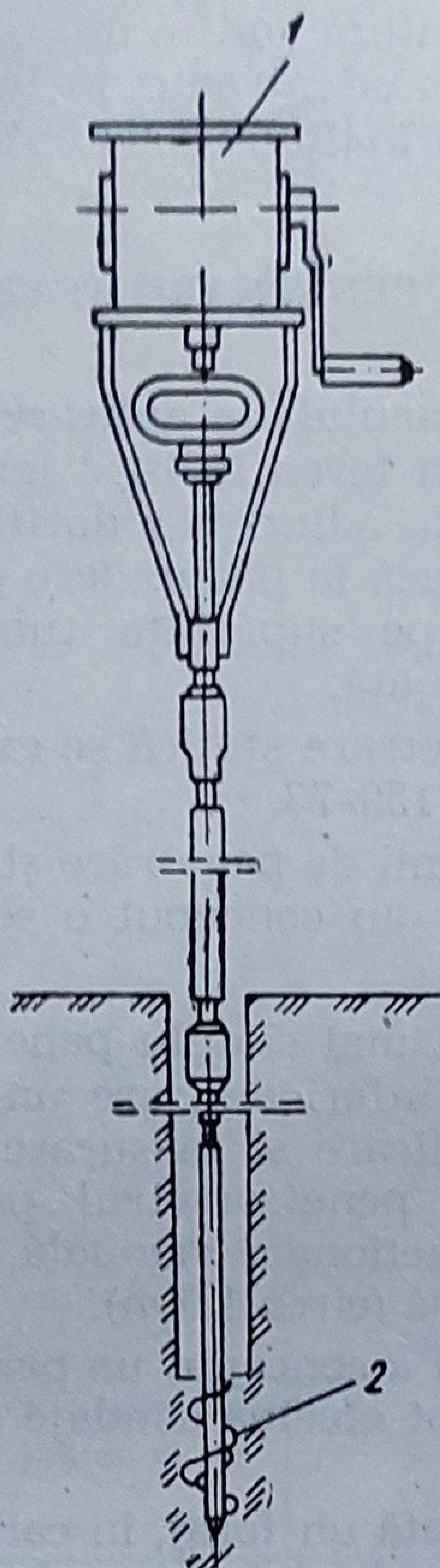


Fig. 6.2. Penetrometru Gamski :

1 — dispozitiv de acționare; 2 — burghiu de ancoraj.

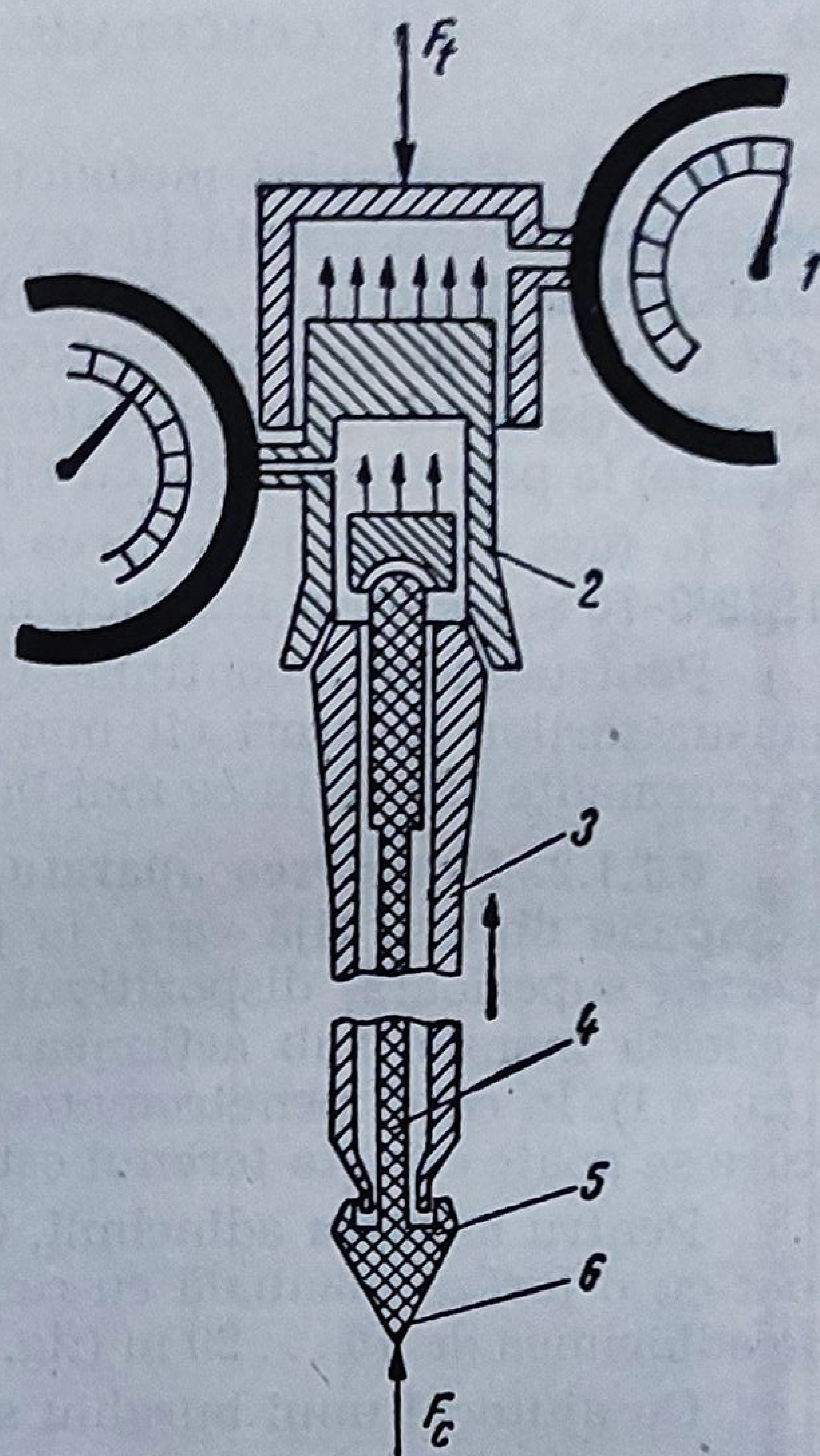


Fig. 6.3. Schema penetrometrului static hidraulic :

1 — doză manometrică; 2 — dispozitiv de înregistrare a presiunii pe con; 3 — tub de protecție; 4 — tijă; 5 — manșetă; 6 — con; F_t — forța totală; F_c — forța pe con.

Dispozitivul de măsurare a rezistenței la penetrare este alcătuit din doze manometrice concentrice care permit măsurarea simultan a rezistenței pe con și a rezistenței totale.

Dispozitivul de lestare, necesar pentru echilibrarea integrală a forței totale maxime de penetrare, poate fi format din 4 . . . 6 burghie de ancoraj sau lest propriu-zis (greutatea autocamionului plus plăci de metal suplimentare) în cazul cînd penetrometrul este montat într-un autolaborator.

6.1.1.3. **Modul de efectuare a încercării.** Se pregătește platforma de lucru prin nivelarea unei suprafețe de circa 3×3 m, după care se montează aparatul. Se pune în funcție dispozitivul de presare și din 10 în 10 cm se notează într-un tabel (tab. 6.1) valorile indicate de aparatele de măsurare (coloanele 3 și 4), precum și numărul tronsoanelor de tije și manta din care se compune coloana pînă la cota respectivă. Se continuă pene-

TABELUL 6.1

Penetrarea statică. Înregistrarea datelor primare

Nr. de tije	Adîncimea, în m	Citiri doză presiune P_a		Observaţii	Nr. de tije	Adîncimea m	Citiri doză presiune P_a		Observaţii
		con	totală				con	totală	
1	2	3	4	5	1	2	3	4	5

trarea pînă se atinge adîncimea prescrisă sau pînă la atingerea presiunii maxime de penetrare de care este capabil aparatul.

Pentru evitarea influenţei modificărilor locale de structură, sondajele de penetrare se executa înaintea lucrărilor de foraje sau de batere a piloţilor.

6.1.1.4. **Prezentarea şi prelucrarea rezultatelor.** Cu ajutorul datelor înregistrate în tabelul 6.1 se întocmeşte tabelul 6.2. Pentru trecerea de la presiuni citite pe manometre la forţe, se utilizează diagramele de etalonare a dozelor de presiune, caracteristice fiecărui aparat.

TABELUL 6.

Penetrarea statică. Prelucrarea datelor primare

R_p în daN/cm²	Greutate tije, în daN	F_c, în daN	Citiri doză de presiune pe con, în daN/cm²	Adîncimea, în m	Citiri doză presiune totală, în daN/cm²	F_t, în daN	Greutate manta, în daN	F_1, în daN
8	6	4	2	1	3	5	7	9

Diagramele din figura 6.4 se întocmesc pe baza rezultatelor trecute în coloanele 8 şi 9 ale tabelului 6.2.

Caracteristicile fizico-mecanice ale pămînturilor ce alcătuiesc terenul de fundare se stabilesc pe baza rezistenţei la penetrare pe con R_p după cum urmează :

a) *Starea de îndesare a nisipurilor* se poate stabili orientativ, în funcţie de rezistenţa la penetrare pe con (R_p), conform tabelului 6.3.

b) *Greutatea volumică în stare uscată* γ_d, *porozitatea* n *şi indicele porilor* e pentru pămînturile nisipoase, în condiţii naturale, se pot aprecia în funcţie de rezistenţa la penetrare pe con R_p, pe baza graficului din figura 6.5 sau cu ajutorul relaţiei 6.1.

$$e=1,3516+0,36 \lg R_p \pm 0,13. \qquad (6.1)$$

c) *Unghiul de frecare interioară* al nisipurilor se poate aprecia funcţie de rezistenţa la penetrare pe con R_p cu ajutorul abacelor din figura 6.6.

TABELUL 6.1

Penetrarea statică. Înregistrarea datelor primare

Nr. de tije	Adîncimea, în m	Citiri doză presiune P_a		Observații	Nr. de tije	Adîncimea m	Citiri doză presiune P_a		Observații
		con	totală				con	totală	
1	2	3	4	5	1	2	3	4	5

trarea pînă se atinge adîncimea prescrisă sau pînă la atingerea presiunii maxime de penetrare de care este capabil aparatul.

Pentru evitarea influenței modificărilor locale de structură, sondajele de penetrare se executa înaintea lucrărilor de foraje sau de batere a piloților.

6.1.1.4. **Prezentarea și prelucrarea rezultatelor.** Cu ajutorul datelor înregistrate în tabelul 6.1 se întocmește tabelul 6.2. Pentru trecerea de la presiuni citite pe manometre la forțe, se utilizează diagramele de etalonare a dozelor de presiune, caracteristice fiecărui aparat.

TABELUL 6.

Penetrarea statică. Prelucrarea datelor primare

R_p în daN/cm²	Greutate tije, în daN	F_c, în daN	Citiri doză de presiune pe con, în daN/cm²	Adîncimea, în m	Citiri doză presiune totală, în daN/cm²	F_t, în daN	Greutate manta, în daN	F_1, în daN
8	6	4	2	1	3	5	7	9

Diagramele din figura 6.4 se întocmesc pe baza rezultatelor trecute în coloanele 8 și 9 ale tabelului 6.2.

Caracteristicile fizico-mecanice ale pămînturilor ce alcătuiesc terenul de fundare se stabilesc pe baza rezistenței la penetrare pe con R_p după cum urmează :

a) *Starea de îndesare a nisipurilor* se poate stabili orientativ, în funcție de rezistența la penetrare pe con (R_p), conform tabelului 6.3.

b) *Greutatea volumică în stare uscată* γ_d, *porozitatea n și indicele porilor e* pentru pămînturile nisipoase, în condiții naturale, se pot aprecia în funcție de rezistența la penetrare pe con R_p, pe baza graficului din figura 6.5 sau cu ajutorul relației 6.1.

$$e = 1{,}3516 + 0{,}36 \lg R_p \pm 0{,}13. \qquad (6.1)$$

c) *Unghiul de frecare interioară* al nisipurilor se poate aprecia funcție de rezistența la penetrare pe con R_p cu ajutorul abacelor din figura 6.6.

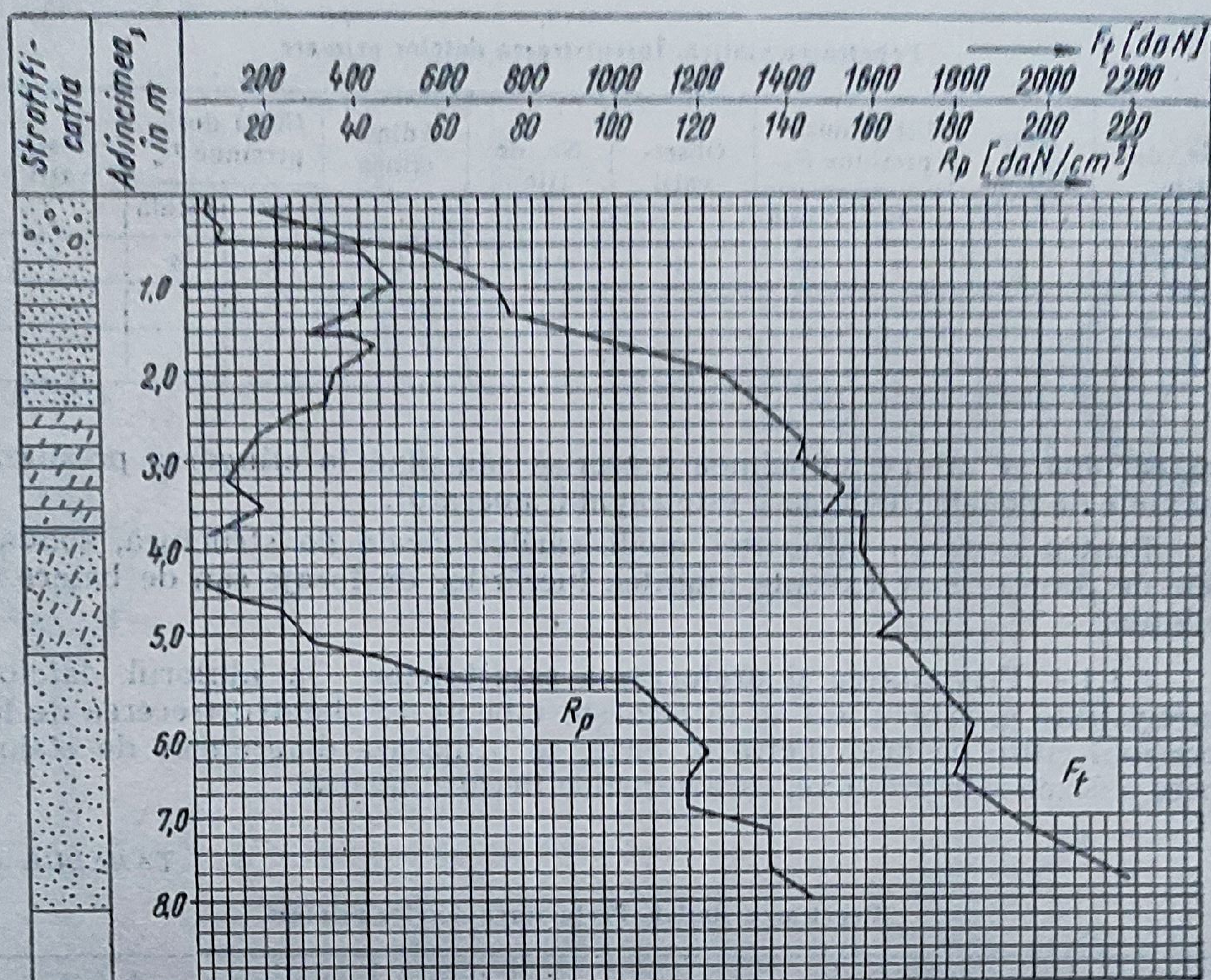


Fig. 6.4. Diagramele de penetrare statică.

TABELUL 6.3

Aprecierea gradului de îndesare în funcție de R_p

Adîncimea sondajului, în m	Rezistența la penetrare pe con	Nisip mare			Nisip mediu			Nisip fin		
		îndesat	îndesare medie	afînat	îndesat	îndesare medie	afînat	îndesat	îndesare medie	afînat
5	R_p, în daN/cm²	150	150—100	100	100	100—60	60	60	60—30	30
10		220	220—150	150	150	150—90	90	90	90—40	40

d) *Coeziunea* c a argilelor moi, a mîlurilor etc., pentru care unghiul de frecare interioară este neglijabil ($\Phi \approx 0$) se apreciază în funcție de rezistența la penetrare pe con, pe baza relației :

$$c \cong \frac{R_p}{14} \text{ daN/cm}^2. \tag{6.2}$$

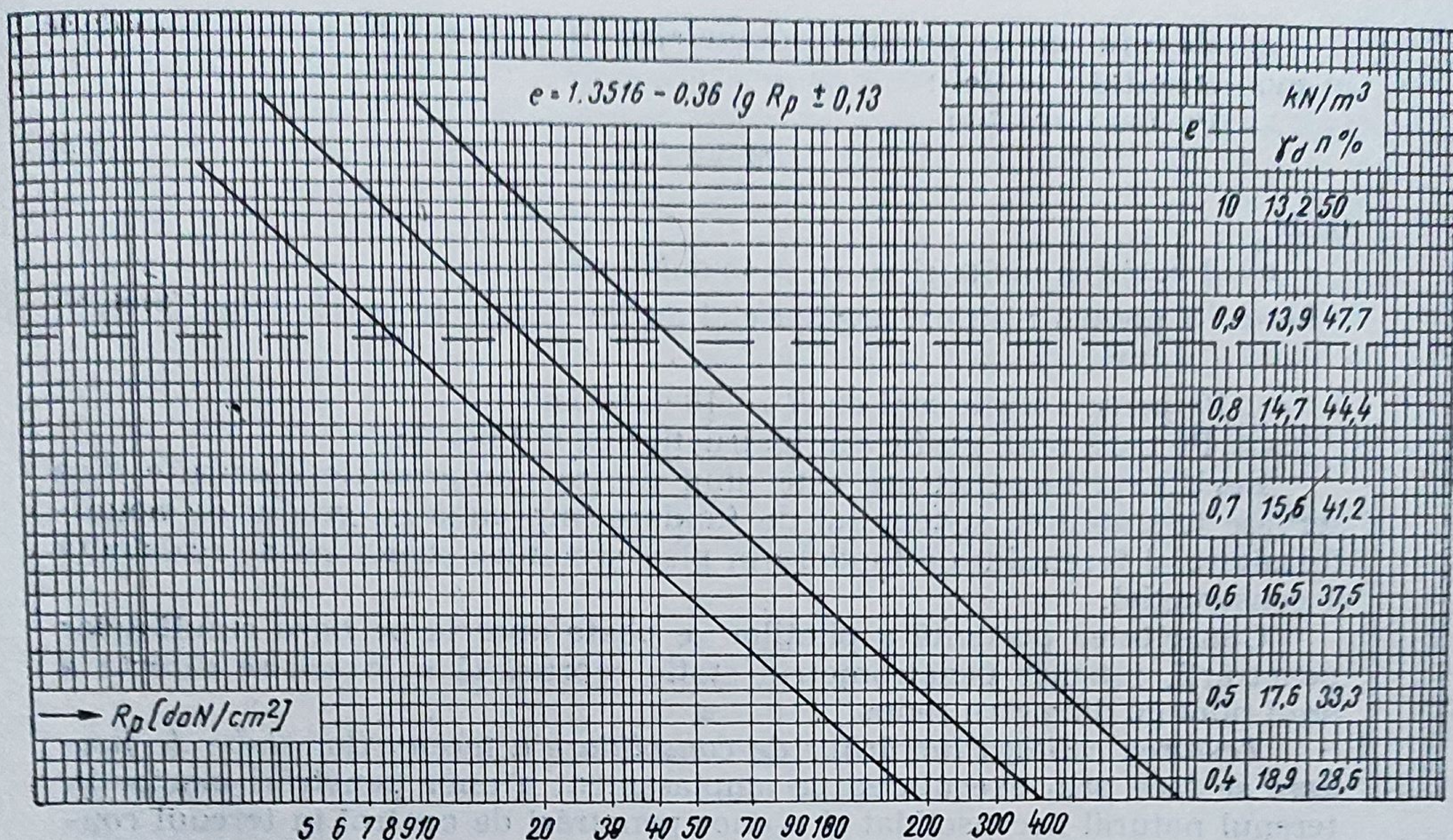


Fig. 6.5. Grafic pentru determinarea caracteristicilor γ_d, n şi e.

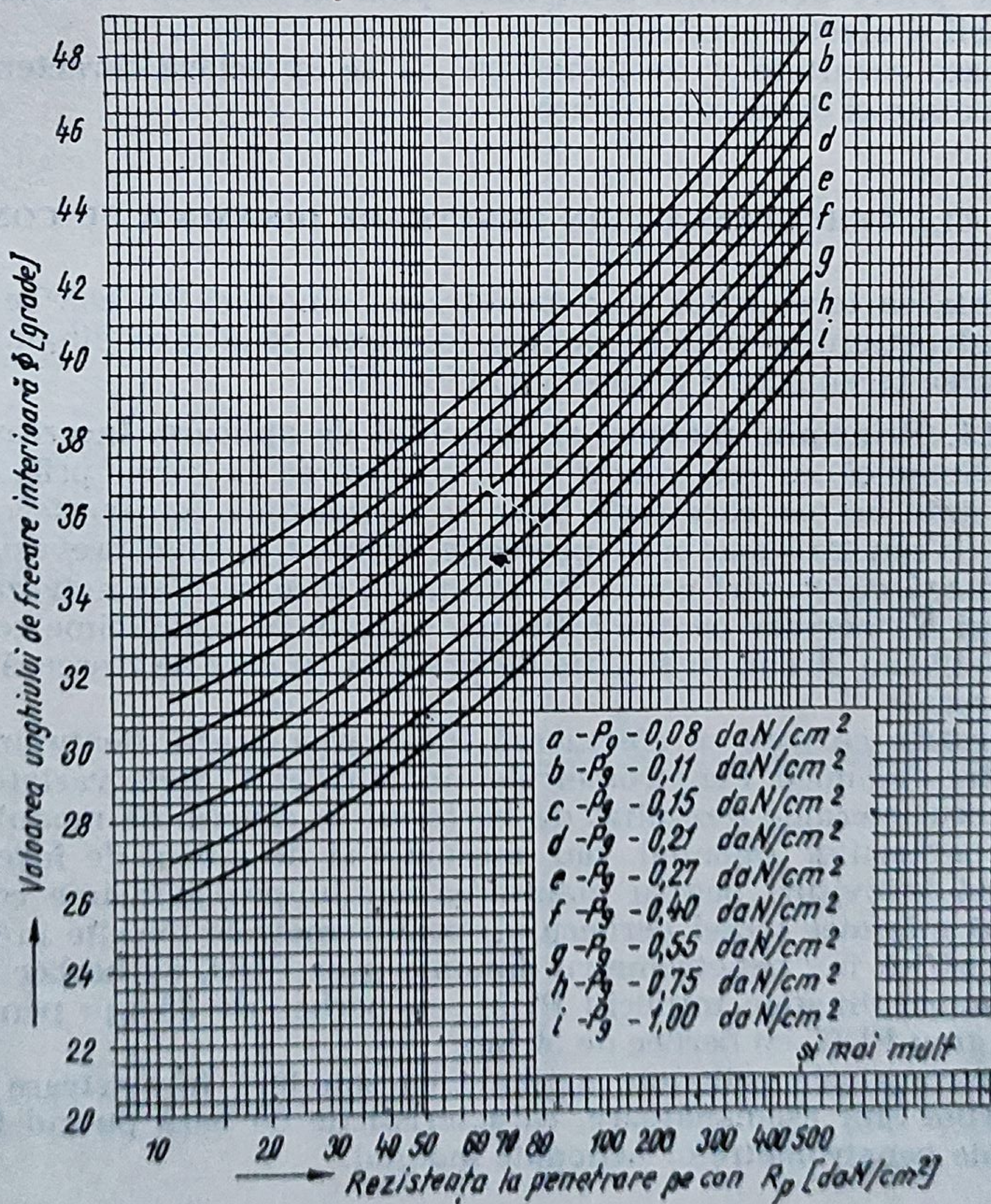


Fig. 6.6. Abace pentru determinarea unghiului de frecare interioară.

e) *Modulul de deformație edometrică M* al pămînturilor se stabilește în mod orientativ astfel :

— Pe baza relației

$$M=\alpha R_p, \qquad (6.3)$$

unde :

$\alpha=1,5$ pentru nisipuri cu $R_p>45$ daN/cm^2 ;

$2<\alpha<5$ pentru nisipuri argiloase și argile compacte cu $15<R_p<30$ daN/cm^2 ;

$5<\alpha<10$ pentru argile moi cu $R_p<10$ daN/cm^2.

— Pe baza unui grafic din instrucțiunile C 159—73.

Rezistența la penetrare este unul dintre numeroasele elemente care servesc la stabilirea sistemului de fundare împreună cu gradul de neuniformitate al terenului de fundare în plan și natura structurii de rezistență a construcției.

Capacitatea portantă a piloților se poate aprecia pe baza rezultatelor penetrării, întrucît penetrometrul static reprezintă o încărcare directă a unui pilot cu diametru redus.

Testarea calității lucrărilor de consolidare a terenurilor slabe de fundare se face prin executarea pe amplasament a unor penetrări-martor în terenul natural neconsolidat și a unor penetrări de control în terenul consolidat. Din compararea diagramei de penetrare de control cu diagrama-martor se poate determina adîncimea pînă la care se resimte influența consolidării și efectul acesteia.

Pe baza rezultatelor de penetrare R_p se apreciază caracteristicile terenului înainte și după consolidare.

6.1.2. CERCETAREA PRIN PENETRARE DINAMICĂ CU CON

Cercetarea terenurilor prin penetrarea dinamică cu con se face conform „Instrucțiunilor tehnice pentru folosirea penetrării dinamice cu con la cercetarea terenurilor“ indicativ C 176—75.

6.1.2.1. Principiul metodei și domeniul de aplicare. Încercarea de penetrare dinamică cu con constă în introducerea în teren prin batere, cu ajutorul unui berbec care cade liber de la înălțime constantă, a unor tije metalice cu sau fără manta de protecție, prima tijă fiind prevăzută la partea inferioară cu un vîrf conic. Pe parcursul încercării se notează numărul de lovituri N_z necesar pentru înfigerea conului pe o adîncime constantă z, de obicei 10 sau 20 cm, în funcție de precizia cu care se trasează diagrama de penetrare.

Aparatele cu care se efectuează încercarea poartă denumirea de penetrometre dinamice. Penetrometrele dinamice sînt foarte variate, în funcție de lucrul mecanic dezvoltat de berbecul în cădere, de modul de acționare a berbecului (manual sau mecanic) și de modul de înregistrare a numărului de lovituri pentru înaintarea conului pe o adîncime constantă z.

După mărimea masei berbecului, penetrometrele folosite în țara noastră se clasifică în : penetrometru dinamic ușor PDU, cu berbec de 10 kg ; penetrometru dinamic mijlociu PDM, cu berbec de 35 kg ; penetrometru dinamic greu PDG, cu berbec de 50 kg.

Penetrometrele acționate mecanic cu sau fără înregistrare automată a loviturilor sînt asemănătoare, caracteristicile de bază putînd fi identice cu cele ale penetrometrelor acționate manual.

Diametrul conului de penetrare al penetrometrelor dinamice fără manta de protecție a tijei depășește sensibil diametrul tijei.

Încercarea de penetrare dinamică cu con poate furniza date legate de stratificația terenului, oferă elemente pentru stabilirea condițiilor de fundare și se poate utiliza pentru testarea calității unor lucrări de consolidare a terenurilor de fundare slabe. Metoda se poate aplica la pămînturi necoezive sărace în particule grosiere (pietriș, prundiș) și lipsite de bolovăniș. În pămînturi coezive cu permeabilitate redusă și de obicei saturate, încercarea are aplicații limitate utilizîndu-se la delimitarea straturilor de consistență diferită.

6.1.2.2. Descrierea aparaturii. Din punct de vedere constructiv penetrometrul dinamic se compune din următoarele părți principale (fig. 6.7) : conul de penetrare la partea inferioară a primei tije ; tije intermediare, care se asamblează prin înfiletare ; tijă fixă prevăzută cu o nicovală și li-

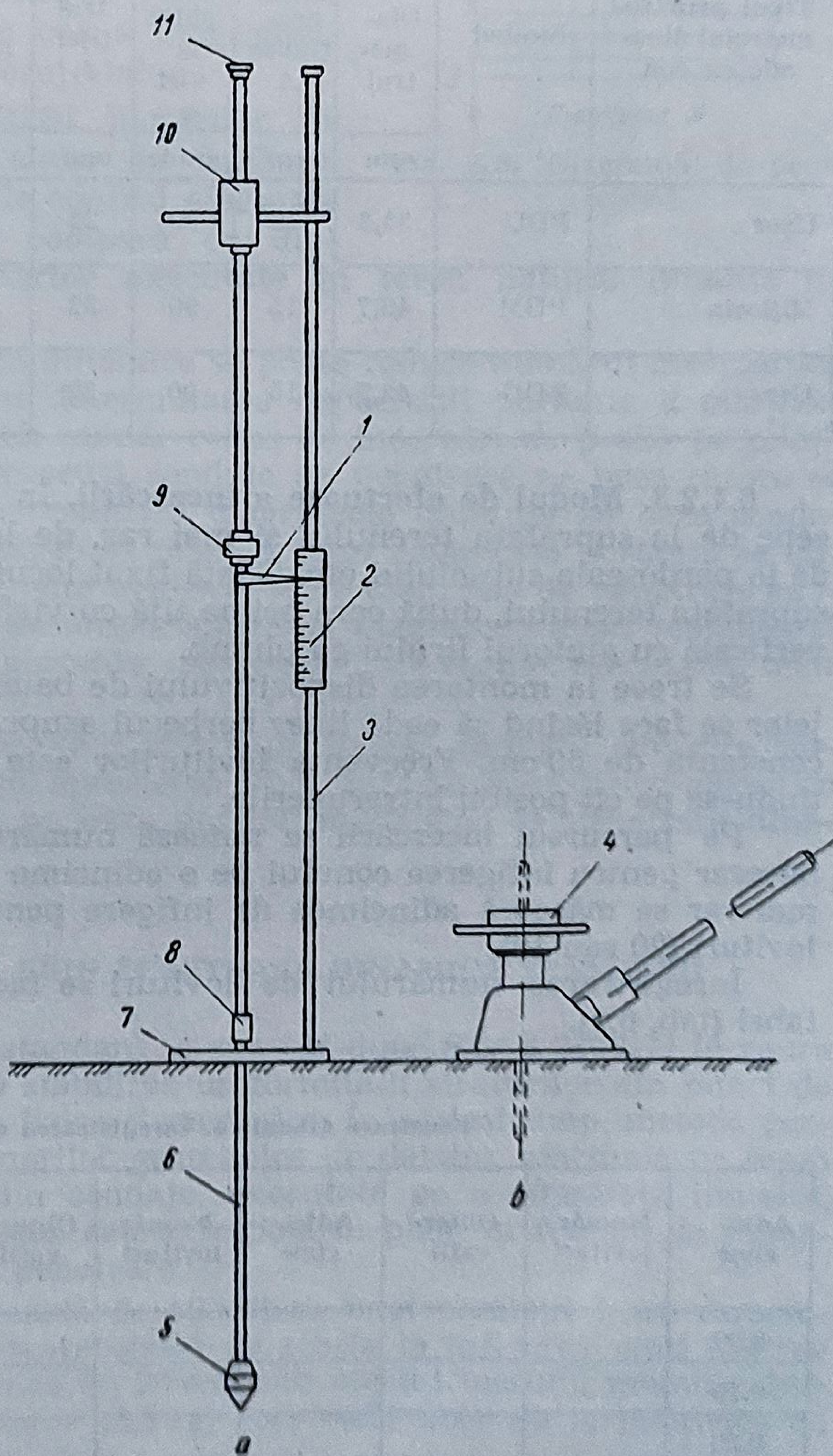


Fig. 6.7. Penetrometru dinamic ușor :
a — introducere în sol; *b* — modul de extragere; *1* — indicator; *2* — cursor gradat; *3* — suport cursor; *4* — cric pentru extragere; *5* — conul de penetrare; *6* — tijă; *7* — placă de bază; *8* — mufă de înnădire; *9* — nicovală; *10* — berbec; *11* — limitator de cursă.

mitator de cursă; berbecul, care culisează pe tija fixă și lovește în nicovală.

Pentru încercări la adîncimi mari, aparatul poate fi prevăzut cu o manta de protecție.

În tabelul 6.4 se prezintă principalele caracteristici ale celor trei tipuri de penetrometre dinamice cu con, fără manta de protecție, folosite uzual.

TABELUL 6.4

Principalele caracteristici ale penetrometrelor dinamice cu con folosite în țara noastră

Tipul penetrometrului dinamic cu con	Simbol	Vîrful penetrometrului			Diametrul tijei d_1	Berbecul		Masa tijei de ghidaj limitatoare de cursă
		Diametrul	Secțiunea A	Unghiul la vîrf α		masa	înălțimea de cădere	
		mm	cm²	grade	mm	kg	cm	kg
Ușor	PDU	35,6	10	90	22	10	50	6
Mijlociu	PDM	43,7	15	90	32	35	50	18
Greu	PDG	43,7	15	90	32	50	50	18

6.1.2.3. **Modul de efectuare a încercării.** În mod curent încercarea începe de la suprafața terenului și mai rar, de la talpa gropii de fundare, de la pardoseala subsolului etc. Odată fixat locul de cercetare, se nivelează suprafața terenului, după care prima tijă cu vîrful conic se așază în poziție verticală cu ajutorul firului cu plumb.

Se trece la montarea dispozitivului de batere. Înfigerea în teren a tijelor se face lăsînd să cadă liber berbecul asupra nicovalei de la înălțimea constantă de 50 cm. Frecvența loviturilor este de 15 . . . 30 lov/min, evitîndu-se pe cît posibil întreruperile.

Pe parcursul încercării se notează numărul de lovituri N_{10} sau N_{20} necesar pentru înfigerea conului pe o adîncime constantă de 10 . . . 20 cm; mai rar se măsoară adîncimea de înfigere pentru un număr constant de lovituri (20 sau 10).

Înregistrarea numărului de lovituri se face din 10 în 10 cm într-un tabel (tab. 6.5).

TABELUL 6.5

Penetrare dinamică. Înregistrarea datelor primare

Adîncime	Număr lovituri	Observații	Adîncime	Număr lovituri	Observații	Adîncime	Număr lovituri	Observații
0,00								
0,10								
0,20								

6.1.2.4. Prezentarea și interpretarea rezultatelor. Prezentarea rezultatelor se face conform unei diagrame (fig. 6.8) pe abscisa căreia se trece numărul de lovituri N_{10} sau N_{20}, iar pe ordonată adîncimea în metri.

Datele obținute prin sondaje de penetrare dinamică cu con efectuate în cadrul lucrărilor de cercetare a unui amplasament permit reducerea cantitativă a lucrărilor clasice de investigație. Diagrama obținută pe baza datelor sondajului de penetrare efectuat într-un punct al amplasamentului se compară cu diagrama de penetrare etalon efectuată lîngă un foraj de control. Acolo unde alura diagramei diferă de cea a diagramei-etalon se execută un nou foraj-etalon.

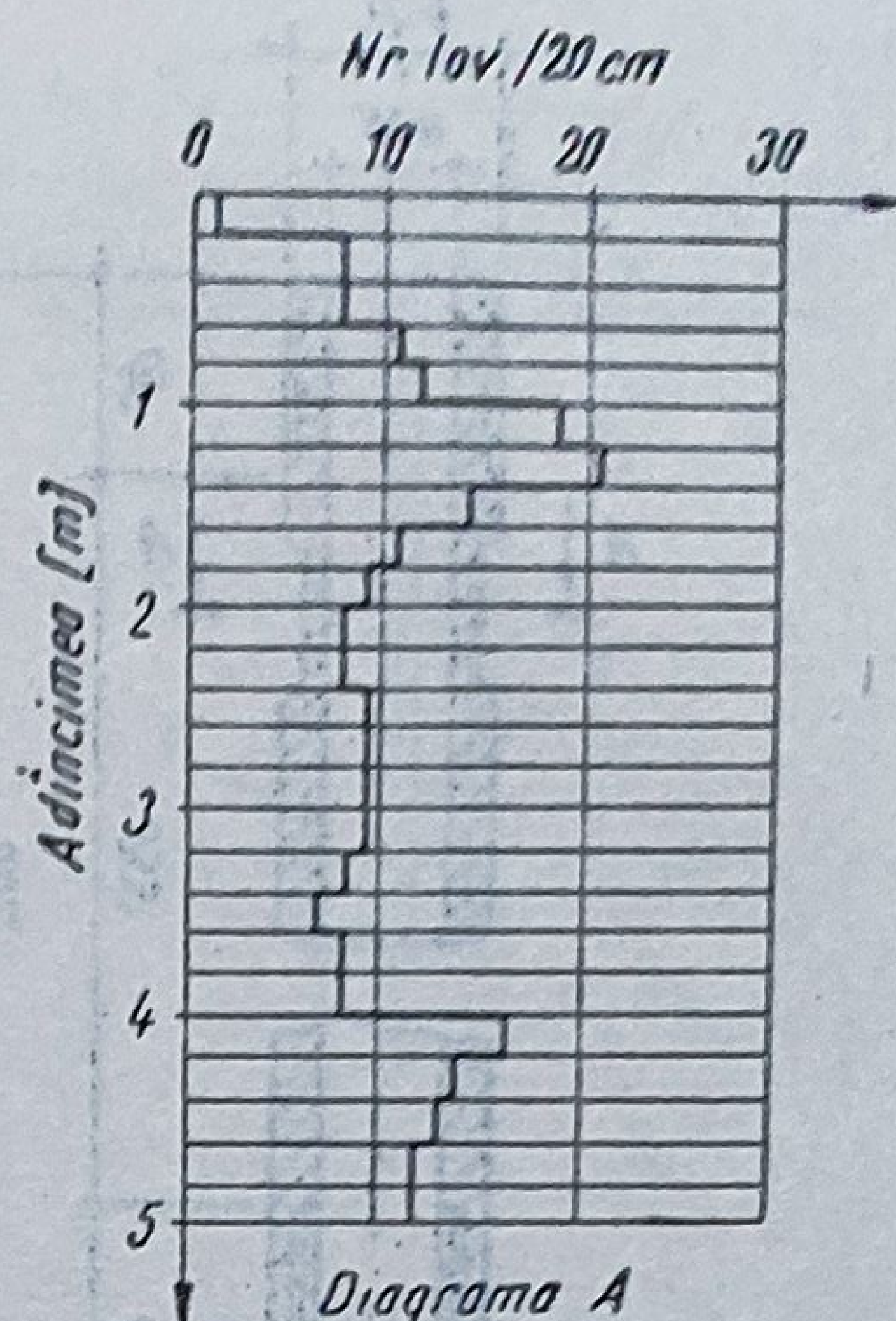


Fig. 6.8. Diagramă de penetrare.

Pentru testarea calității lucrărilor de consolidare a terenurilor slabe de fundare, diagramele de penetrare de control efectuate în terenul consolidat se compară cu diagramele de penetrare martor executate în teren natural (înainte de consolidare).

Prin metoda penetrării dinamice se poate reduce numărul încercărilor de probă efectuate pentru determinarea capacității portante a piloților. În acest sens se execută un număr redus de încercări de probă pe piloți, în vecinătatea cărora se execută sondaje de penetrare pe baza cărora se construiesc diagrame și se compară diagramele obținute pe baza sondajelor de penetrare efectuate lîngă piloți a căror capacitate portantă se impune să fie evaluată. Diferențe evidente între diagrama de penetrare executată lîngă un pilot de pe amplasament și diagrama-etalon semnalează modificări ale capacității portante, care impun, de regulă, efectuarea unor încercări de probă.

În literatura de specialitate sînt date diverse corelații empirice stabilite experimental pentru aprecierea unor caracteristici fizico-mecanice ale terenului de fundare pe baza datelor sondajelor de penetrare dinamică cu con.

6.1.3. CERCETAREA PRIN PENETRARE DINAMICĂ STANDARD

Penetrarea dinamică standard se execută după STAS 3198-71 în gaura de foraj și are drept scop stabilirea uniformității straturilor din punct de vedere al caracteristicilor fizice și mecanice. În același timp, metoda permite ca, pe baza determinărilor geotehnice de detaliu, efectuate pe teren sau pe probe recoltate din sondaje, executate pe o suprafață limitată, acestea să se poată interpola sau extrapola în plan, în funcție de numărul de lovituri obținute la penetrare.

Principiul metodei constă în stabilirea unei corelații între caracteristicile terenului și rezistența opusă de acesta la înfigerea unui tub carotier (fig. 6.9) pe adîncimea de 30 cm, sub efectul lucrului mecanic dezvoltat de un berbec cu masa 63,5 kg, care cade liber de la înălțimea de 760 mm.

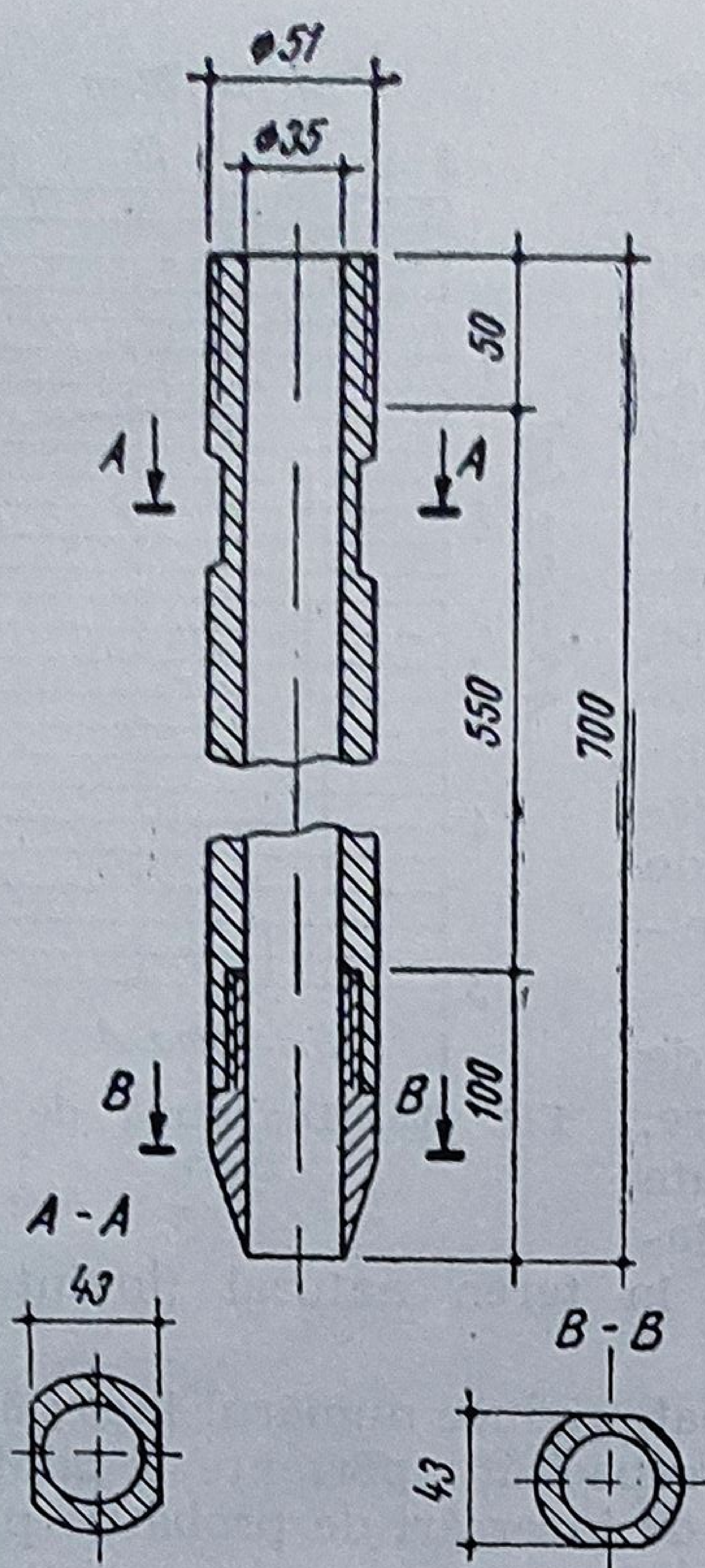


Fig. 6.9. Tubul carotier al penetrometrului standard.

6.2. DETERMINAREA MODULULUI DE DEFORMAȚIE LINIARĂ PRIN ÎNCERCĂRI DE TEREN CU PLACA

STAS 8942/3-75 stabilește modul de determinare a modulului de deformație liniară al pămînturilor care alcătuiesc terenul de fundare al construcțiilor, prin încărcare directă cu plăci rigide, în trepte succesive.

Încercările cu placa pentru determinarea modulului de deformație liniară se realizează în sondaje deschise (puțuri, șanțuri și galerii) și în foraje.

Adîncimea la care se execută fiecare încercare și dimensiunile plăcii de probă se aleg astfel încît să se asigure sub nivelul plăcii un strat omogen în grosime de minimum 3 d (d fiind diametrul sau latura plăcii).

Încercarea constă în aplicarea unor încărcări în trepte, pe o placă rigidă, așezată pe stratul de pămînt și măsurarea tasărilor corespunzătoare ale plăcii pînă la stabilizarea acestora sub fiecare treaptă de încărcare.

În figurile 6.10 și 6.11 sînt prezentate schemele orientative pentru realizarea încercărilor cu placa în gropi deschise și în foraje.

Înaintea încercării propriu-zise placa se preîncarcă pînă la realizarea unei presiuni σ_g aproximativ egale cu greutatea coloanei de pămînt dislocuită de deasupra nivelului plăcii. Încărcarea cu presiunea σ_g se menține pînă la stabilizarea corespunzătoare a plăcii. În continuare se trece la încărcarea propriu-zisă a plăcii în trepte egale, corespunzătoare unei presiuni pe suprafața plăcii, stabilită după cum urmează :

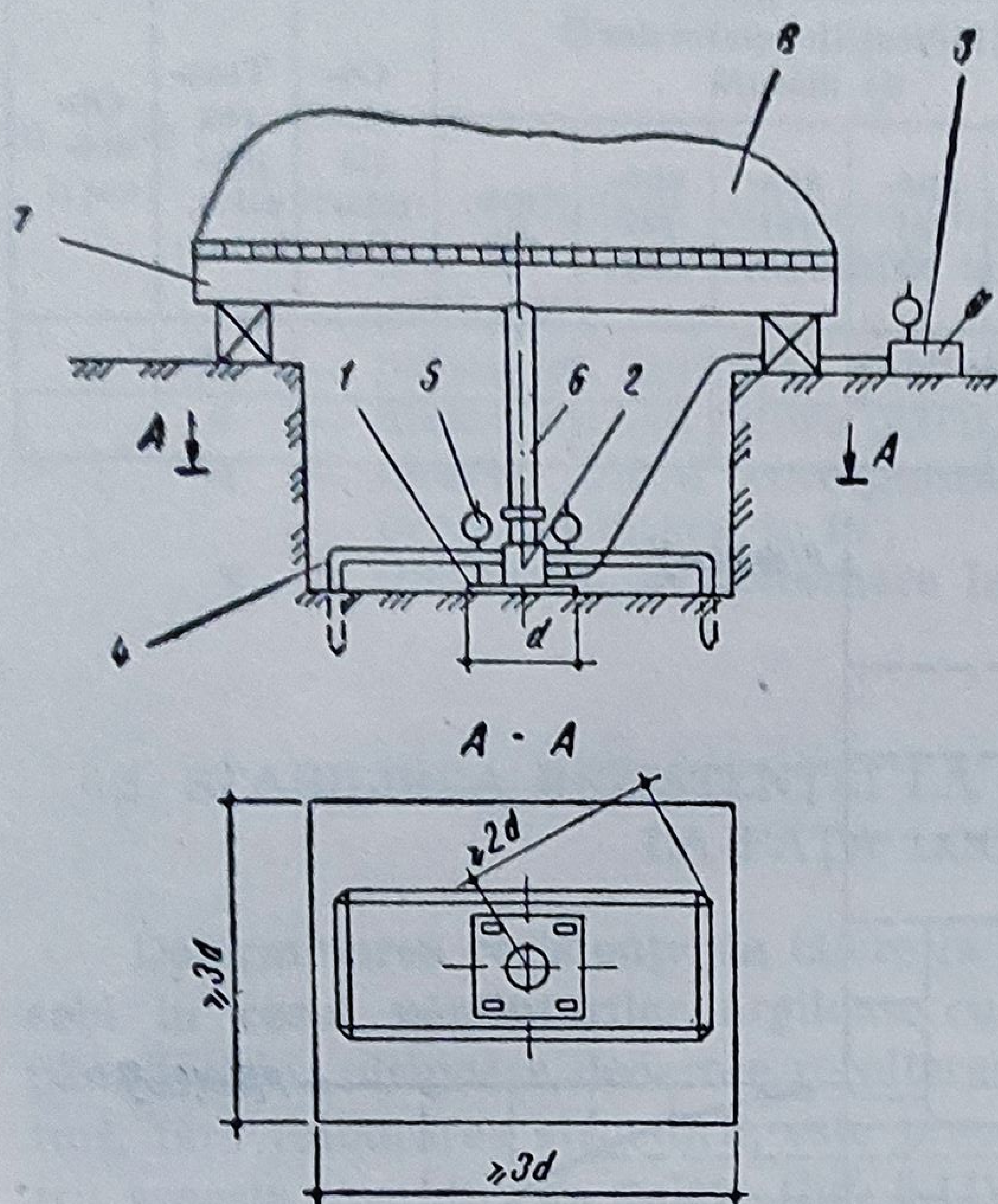


Fig. 6.10. Schema încercării cu placa în sondaj deschis:

1 — placa de încercare; 2 — presă hidraulică; 3 — pompă; 4 — cadru de referință; 5 — microcomparatoare; 6 — prelungitor; 7 — platformă de lestare; 8 — lest.

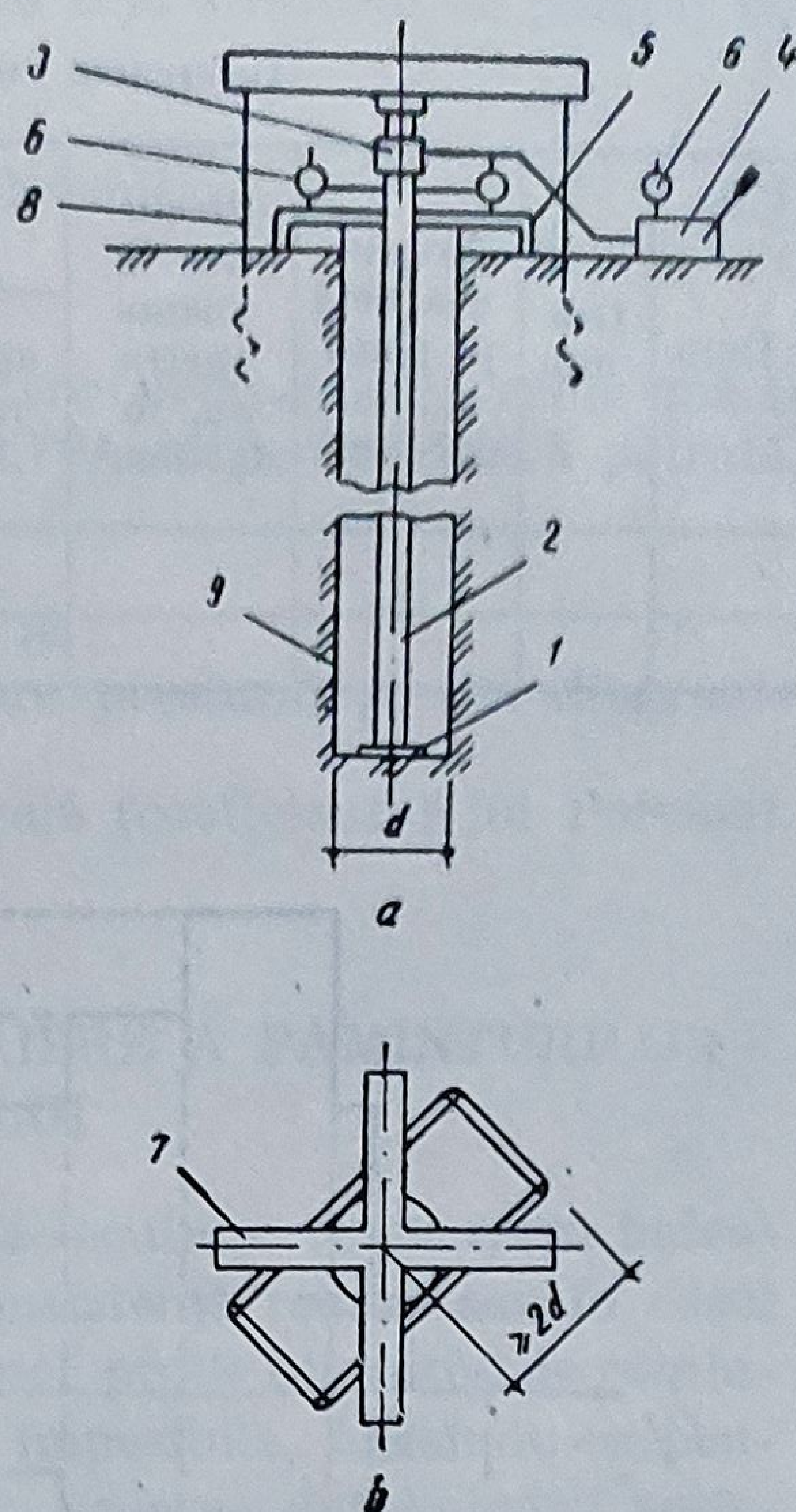


Fig. 6.11. Schema încercării cu placa în foraj:

a — secțiune verticală; *b* — vedere de sus;

1 — placă de încercare; 2 — prelungitor; 3 — presă hidraulică; 4 — pompă; 5 — cadru de referință; 6 — microcomparatoare; 7 — cruce din profile metalice; 8 — burghie de ancoraj; 9 — tubajul forajului.

— 0,25 . . . 0,50 daN/cm^2 pentru pămînturi nisipoase afînate și de îndesare medie și pentru pămînturi coezive cu $I_c < 0,50$;

— 0,50 . . . 1,00 daN/cm^2 pentru pietrișuri, pămînturi nisipoase îndesate și pămînturi coezive cu $I_c > 0,50$.

Mărimea treptelor de încărcare se alege în intervalele arătate, astfel ca în cursul încercării să se aplice cel puțin 4 trepte. Pentru fiecare treaptă de încărcare se fac citiri la toate dispozitivele de măsurare a tasărilor.

După atingerea ultimei trepte de încărcare se procedează la descărcarea plăcii, în trepte de valoare egală cu suma a două trepte de încărcare.

Toate citirile pe dispozitivele de măsurare se înregistrează într-un tabel (tab. 6.6).

Pe baza datelor încercării se întocmesc grafice centralizate (fig. 6.12) cuprinzînd:

— variația presiunii nete pe placă p cu timpul t;
— variația tasării plăcii în funcție de timp;
— variația tasării stabilizate față de presiunea netă pe placă.

Din graficul întocmit se determină presiunea limită de proporționalitate p_l pînă la care se păstrează dependența liniară între presiunea aplicată și tasarea plăcii.

Încercarea cu placa. Înregistrarea rezultatelor

Data	Ora min	Presiunea netă pe placă p_a, în daN/cm²	Presiunea la manometru p_m, în daN/cm²	Indicațiile aparatelor de măsură					Corecția citirilor	Tasarea plăcii s, în mm	Observații
				aparat Nr.	aparat Nr.	aparat Nr.	aparat Nr.	media			

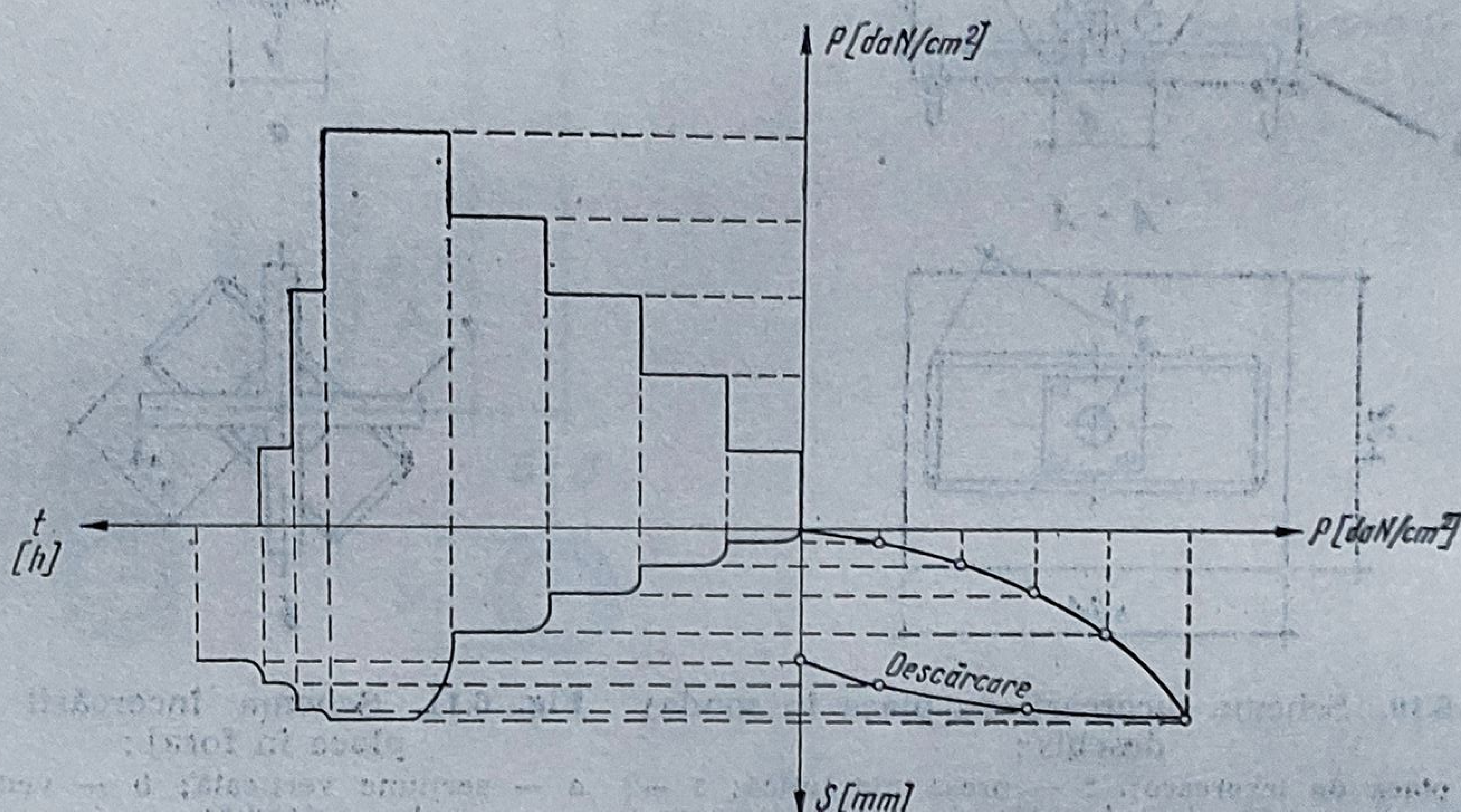


Fig. 6.12. Reprezentarea grafică a rezultatelor încercării cu placa.

În cazul în care diagrama presiune-tasare prezintă o porțiune rectilinie clară, valoarea p_l se determină direct pe diagramă la limita acestei porțiuni (fig. 6.13, *a*).

În cazul în care diagrama presiune-tasare prezintă un caracter curbiliniu la primele trepte (fig. 6.13, *b*), drept presiune limită se ia presiunea corespunzătoare treptei *i* de încărcare ($p_l = p_i$) pentru care este îndeplinită condiția

$$p_{i+1} - p_i > 1{,}5\,(p_i - p_{i-1}).$$

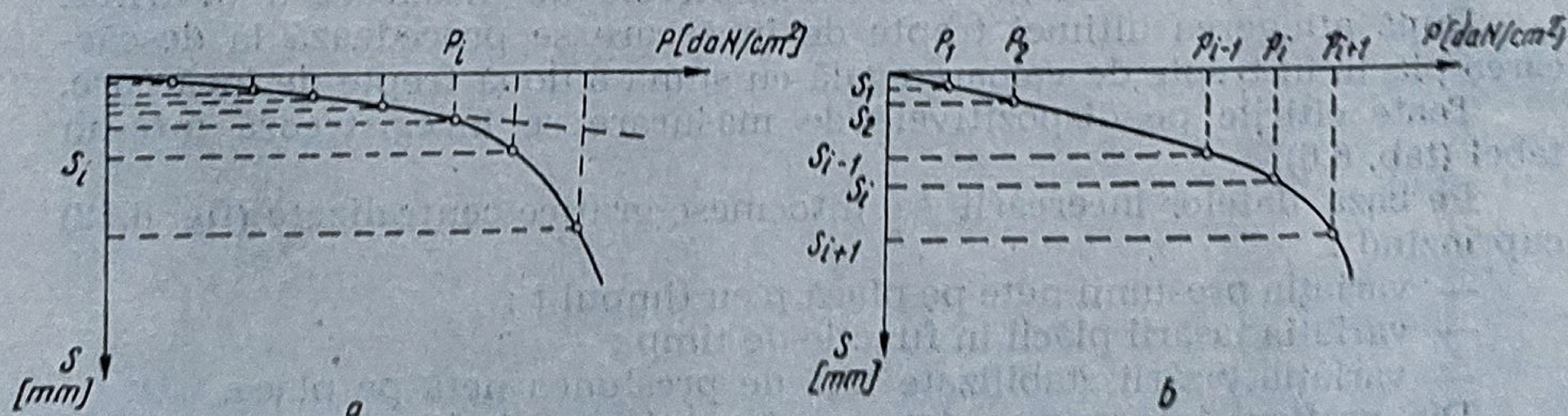


Fig. 6.13. Determinarea presiunii limită p_l:
a — direct; *b* — prin calcul.

Valoarea modulului de deformație liniară E al stratului de pămînt încercat se determină cu relația

$$E = \frac{\omega p_1 d}{s_1}(1-\nu^2)\ [\mathrm{daN/cm^2}], \tag{6.6}$$

în care :

- ω este un coeficient adimensional care depinde de forma plăcii (pentru placă circulară, $\omega=0,79$, iar pentru placă pătrată, $\omega=0,88$) ;
- p_1 — presiunea limită, în daN/cm^2 ;
- d — diametrul sau latura plăcii, în m ;
- s_1 — tasarea plăcii corespunzătoare presiunii p_1 din diagrama presiune-tasare, în m ;
- ν — coeficient de deformare laterală (coeficientul lui Poisson).

6.3. STABILIREA REZISTENȚEI LA TĂIERE A PĂMÎNTURILOR LA FAȚA LOCULUI

Determinarea rezistenței la tăiere la fața locului este necesară îndeosebi în cazul pămînturilor argiloase cu consistență redusă sau în cazul pămînturilor nisipoase, deoarece recoltarea unor probe din astfel de pămînturi, fără tulburarea structurii, este practic imposibilă, folosindu-se pentru aceasta aparatul cu palete (fig. 6.14). În vederea determinării rezistenței la forfecare se execută un foraj pînă la cota dorită ; se coboară în gaura de foraj tija cu palete, se înfige în terenul sănătos circa 30 ... 50 cm și se aplică un moment de torsiune care produce forfecarea terenului.

Rezistența la tăiere a pămînturilor dedusă din încercarea cu palete este definită ca mărimea efortului tangențial sub acțiunea căruia pămîntul se rupe după o suprafață de revoluție a paletei în cruce, în condițiile unei presiuni normale pe suprafața de rupere corespunzătoare sarcinii geologice. La limita echilibrului momentul de torsiune M_t este echilibrat de momentul rezistent generat de forțele de forfecare :

$$M_t = \left(\pi d h \frac{d}{2}\tau_f + 2\frac{\pi d^2}{4}\cdot\frac{2}{3}\cdot\frac{d}{2}\tau_f\right). \tag{6.7}$$

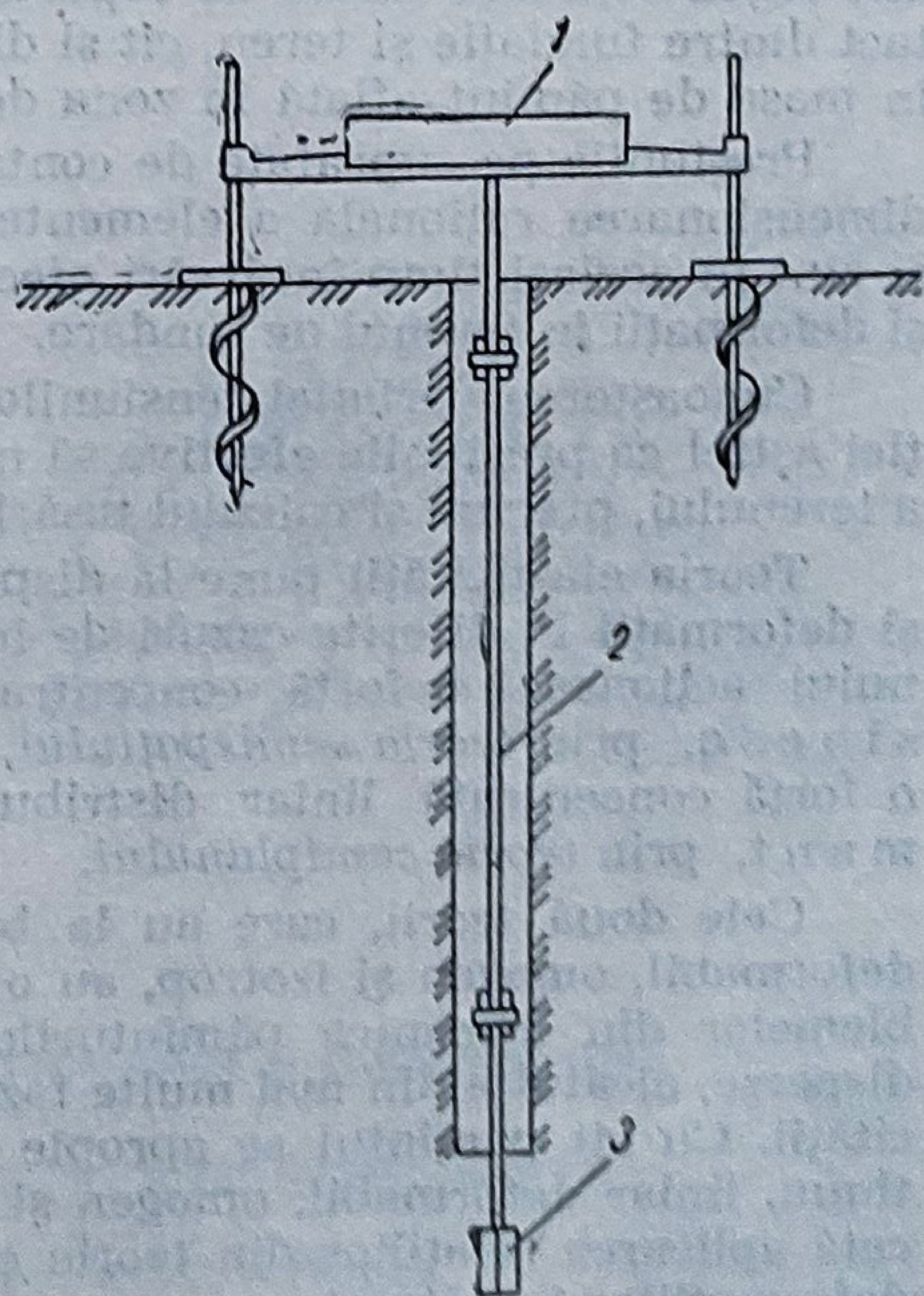


Fig. 6.14. Aparat de forfecare cu palete :
1 — masă de lucru ; 2 — coloana de tije ; 3 — palete de forfecare.

de unde :

$$\tau_f = \frac{M_t}{\frac{\pi d^2}{2}\left(h + \frac{d}{3}\right)} \text{ [daN/cm}^2\text{]}, \tag{6.8}$$

în care :

d este diametrul paletei, în cm ;
h — înălțimea paletei, în cm.

CAPITOLUL 7

7. DISTRIBUȚIA TENSIUNILOR ÎN PĂMÎNT

7.1. CONSIDERAȚII DE BAZĂ

Toate construcțiile, indiferent de scopul și destinația lor, transmit încărcările terenului de fundare prin intermediul fundațiilor. Pentru o corectă rezolvare a așezării construcției pe teren, este necesar să se cunoască atît legea conform căreia se repartizează presiunile pe suprafața de contact dintre fundație și teren, cît și distribuția tensiunilor și a deformațiilor în masa de pămînt aflată în zona de influență a construcției.

Presiunile pe suprafața de contact fundație-teren permit alcătuirea și dimensionarea rațională a elementelor care compun sistemul de fundare și sînt în același timp încărcări efective care generează starea de tensiuni și deformații în terenul de fundare.

Cunoașterea variației tensiunilor în teren permite proiectarea fundației astfel ca presiunile efective să nu depășească capacitatea de rezistență a terenului, precum și calculul tasărilor probabile ale terenului de fundare.

Teoria elasticității pune la dispoziție relații de calcul pentru tensiuni și deformații în diferite cazuri de încărcări. Cazul cînd la suprafața terenului acționează o forță concentrată a fost rezolvat de către Boussinesq, prin *teoria semispațiului,* iar cazul cînd terenul este încărcat cu o forță concentrată liniar distribuită a fost rezolvat de către Flamant, prin *teoria semiplanului.*

Cele două teorii, care au la bază ipoteza mediului continuu, liniar deformabil, omogen și izotrop, au o largă aplicabilitate în rezolvarea problemelor din mecanica pămînturilor, cu toate că pămînturile ca medii disperse, alcătuite din mai multe faze, se abat de la ipotezele teoriei elasticității. Cu cît pămîntul se apropie mai mult de condițiile mediului continuu, liniar deformabil, omogen și izotrop, cu atît mai mult este justificată aplicarea relațiilor din teoria elasticității la calculul tensiunilor și al deformațiilor în pămînt.

Dacă comportarea terenului se abate mai mult de la ipotezele teoriei elasticității, relațiile sale trebuie corectate pe baza observațiilor efectuate asupra comportării reale sub acțiunea încărcărilor. S-a constatat că legile

teoriei elasticității sînt aplicabile cu bune rezultate pentru terenurile cu o comportare liniară între eforturi și deformații, ipoteză ce corespunde unui mare număr de cazuri din mecanica pămîntului.

Neomogenitatea pămîntului, anizotropia și natura stratificată a multor depozite naturale, precum și modul în care fazele constitutive care îl alcătuiesc participă la preluarea și la transmiterea încărcărilor sub formă de tensiuni efective și neutrale au condus la modelarea pămîntului în vederea efectuării analizei și a calculului funcție de scopul urmărit.

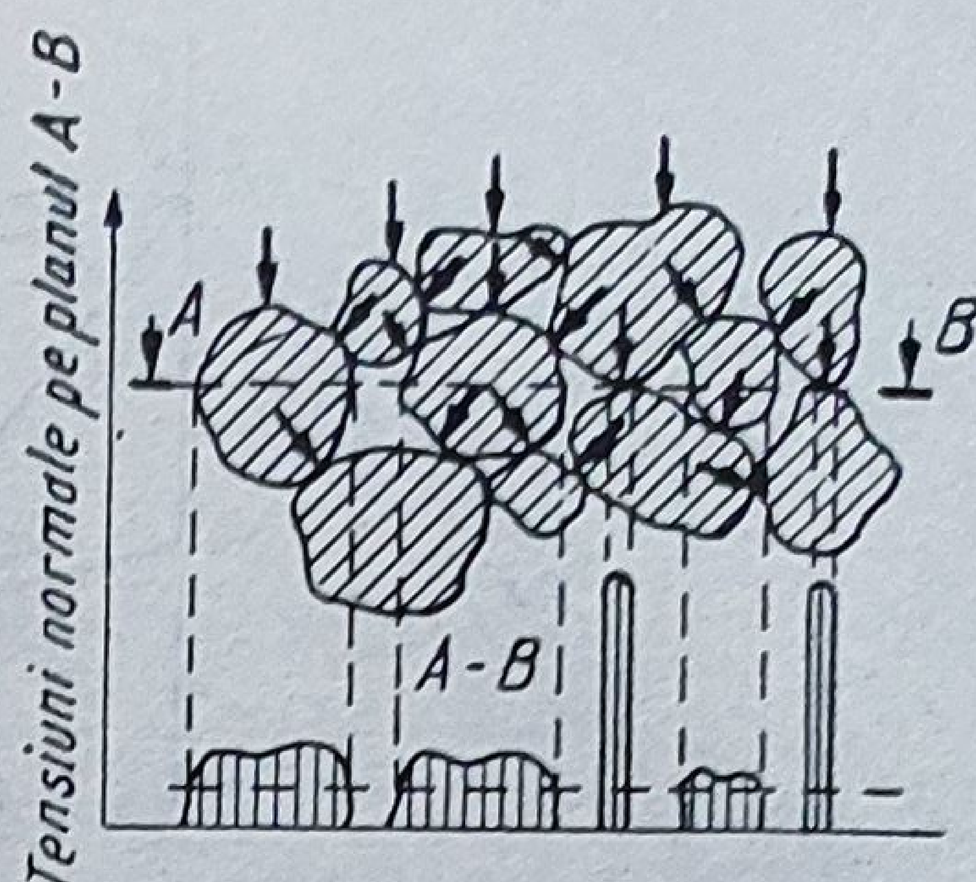


Fig. 7.1. Transmiterea eforturilor în teren.

Pămîntul fiind un mediu granular, transmiterea eforturilor se realizează de la o particulă la alta prin intermediul contactelor dintre acestea și al apei din pori. Distribuția tensiunilor efective este discontinuă (fig. 7.1), putînd fi asimilată în cazul terenurilor argiloase-prăfoase cu particule fine, cu una continuă. Calculînd pe cale statistică tensiunile în cazul unei argile cu mărimea particulelor de ordinul a 1 μm, se obține o eroare de 1% față de ipoteza mediului continuu. În cazul terenurilor nisipoase se poate discretiza mediul în unul echivalent, compus din particule de aceeași mărime și formă, în care distribuția tensiunilor se apropie foarte mult de distribuția într-un mediu continuu și omogen (fig. 7.2).

Comportarea terenurilor sub acțiunea încărcărilor permite să se desprindă concluzia că pentru majoritatea problemelor inginerești se poate considera pămîntul ca un mediu continuu și liniar deformabil și deci se pot aplica relațiile teoriei elasticității.

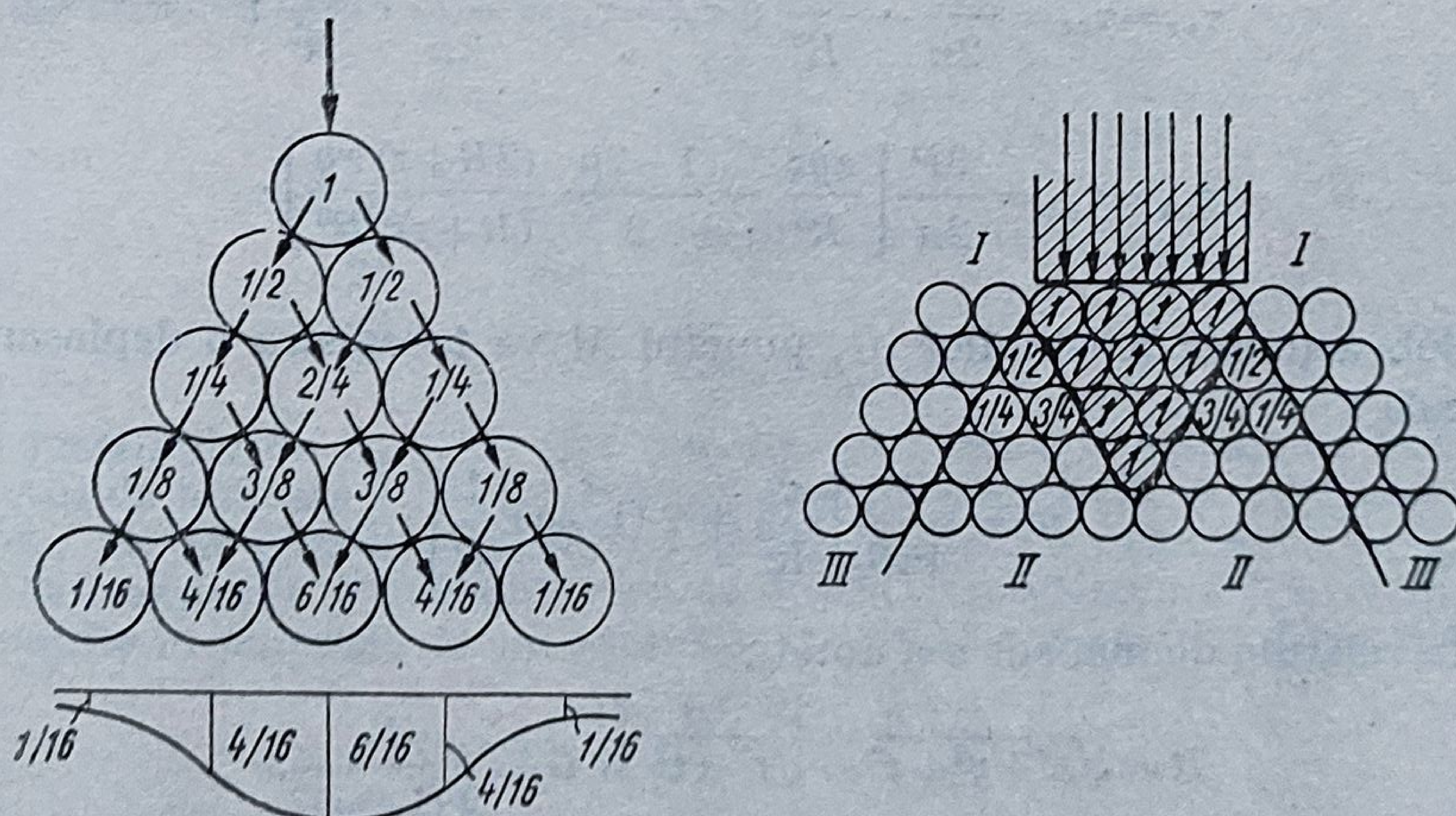


Fig. 7.2. Schematizarea distribuției tensiunilor în mediu granular.

7.2. DISTRIBUȚIA TENSIUNILOR ÎN SEMISPAȚIU

7.2.1. CAZUL UNEI FORȚE CONCENTRATE

Se consideră semispațiul, limitat de suprafața terestră, acționat de o forță concentrată P în punctul A. Raportîndu-ne la un sistem cartezian de referință (fig. 7.3), expresiile tensiunilor într-un punct M de coordonate

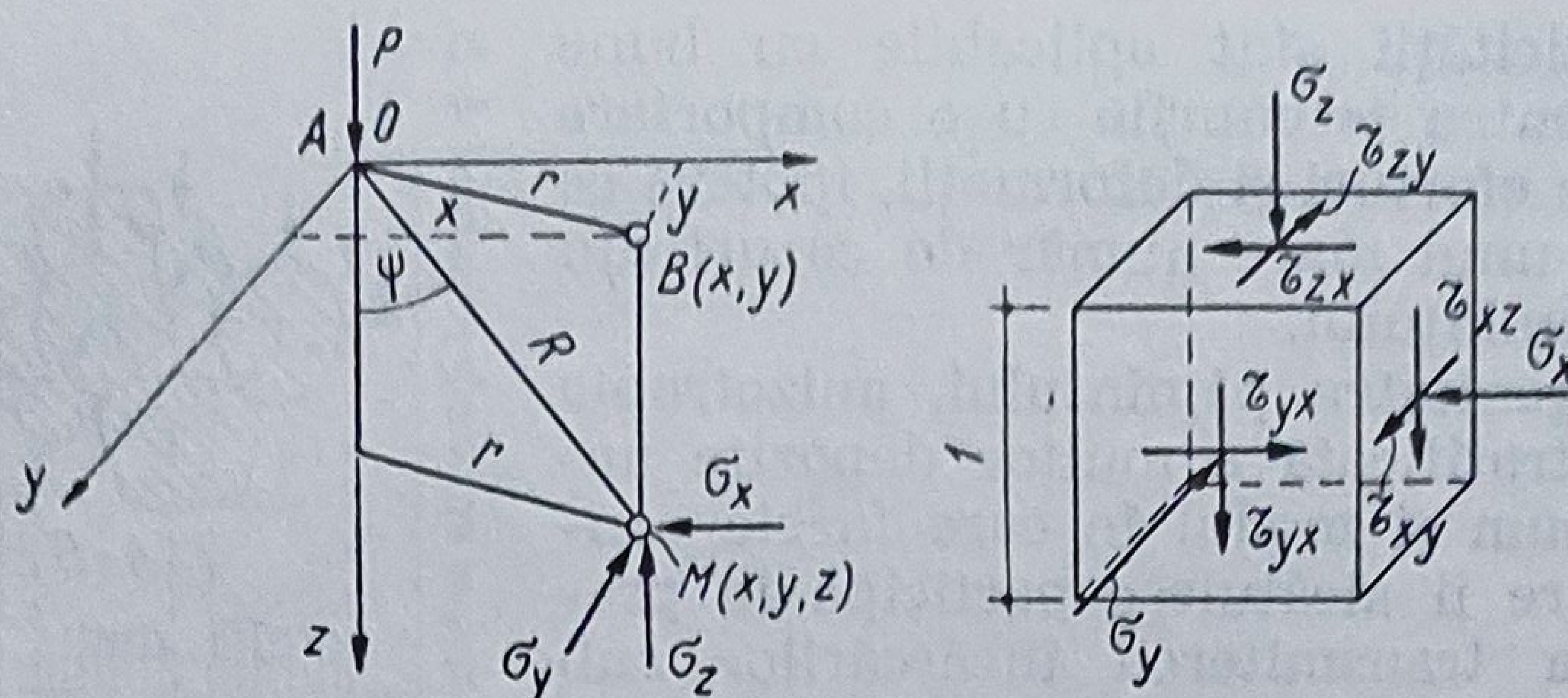


Fig. 7.3. Semispațiul încărcat cu o forță concentrată.

x, y, z, situat pe verticala ce intersectează suprafața în punctul B (x, y), sînt următoarele :

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \frac{z^3}{R^5}; \tag{7.1}$$

$$\sigma_y = \frac{3P}{2\pi} \left\{ \frac{y^2 z}{R^5} + \frac{1-2\mu}{3} \left[\frac{1}{R(R+z)} - \frac{(2R+z)\, y^2}{(R+z)^2\, R^3} - \frac{z}{R^3} \right] \right\}; \tag{7.2}$$

$$\sigma_x = \frac{3P}{2\pi} \left\{ \frac{x^2 y}{R^5} + \frac{1-2\mu}{3} \left[\frac{1}{R(R+z)} - \frac{(2R+z)\, x^2}{(R+z)^2\, R^3} - \frac{z}{R^3} \right] \right\}; \tag{7.3}$$

$$\tau_{xz} = \tau_{zx} = \frac{3P}{2\pi} \cdot \frac{xz^2}{R^5}; \quad \tau_{yz} = \tau_{zy} = \frac{3P}{2\pi} \cdot \frac{yz^2}{R^5}; \tag{7.4}$$

$$\tau_{xy} = \tau_{yx} = \frac{3P}{2\pi} \left[\frac{xyz}{R^5} - \frac{1-2\mu}{3} \frac{(2R+z)\, xy}{(R+z)^2\, R^3} \right]. \tag{7.5}$$

Sub acțiunea tensiunilor σ_z, punctul M va înregistra o deplasare pe verticală :

$$w = \frac{P}{4\pi G} \left[\frac{z^2}{R^3} + 2(1-\mu) \frac{1}{R} \right]. \tag{7.6}$$

În relațiile de mai sus s-a notat :

$$R = \sqrt{x^2+y^2+z^2} = \sqrt{r^2+z^2} \text{ și } G = \frac{E}{2(1+\mu)};$$

μ — coeficientul lui Poisson;
E — modulul de deformație al terenului.

La rezolvarea unor probleme este mai convenabilă exprimarea relațiilor anterioare în coordonate polare (fig. 7.4) :

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi z^2} \cos^5 \psi = \frac{3P}{2\pi R^2} \cos^3 \psi; \tag{7.7}$$

$$\sigma_r = \frac{P}{2\pi z^2}\left[3\cos^2\psi\sin\psi - (1-2\mu)\frac{\cos^2\psi}{1+\cos\psi}\right]; \tag{7.8}$$

$$\sigma_\theta = -\frac{P}{2\pi z^2}(1-2\mu)\left(\cos^2\psi - \frac{\cos^2\psi}{1+\cos\psi}\right); \tag{7.9}$$

$$\tau_{rz} = \frac{3P}{2\pi z^2}\cos^2\psi\sin\psi. \tag{7.10}$$

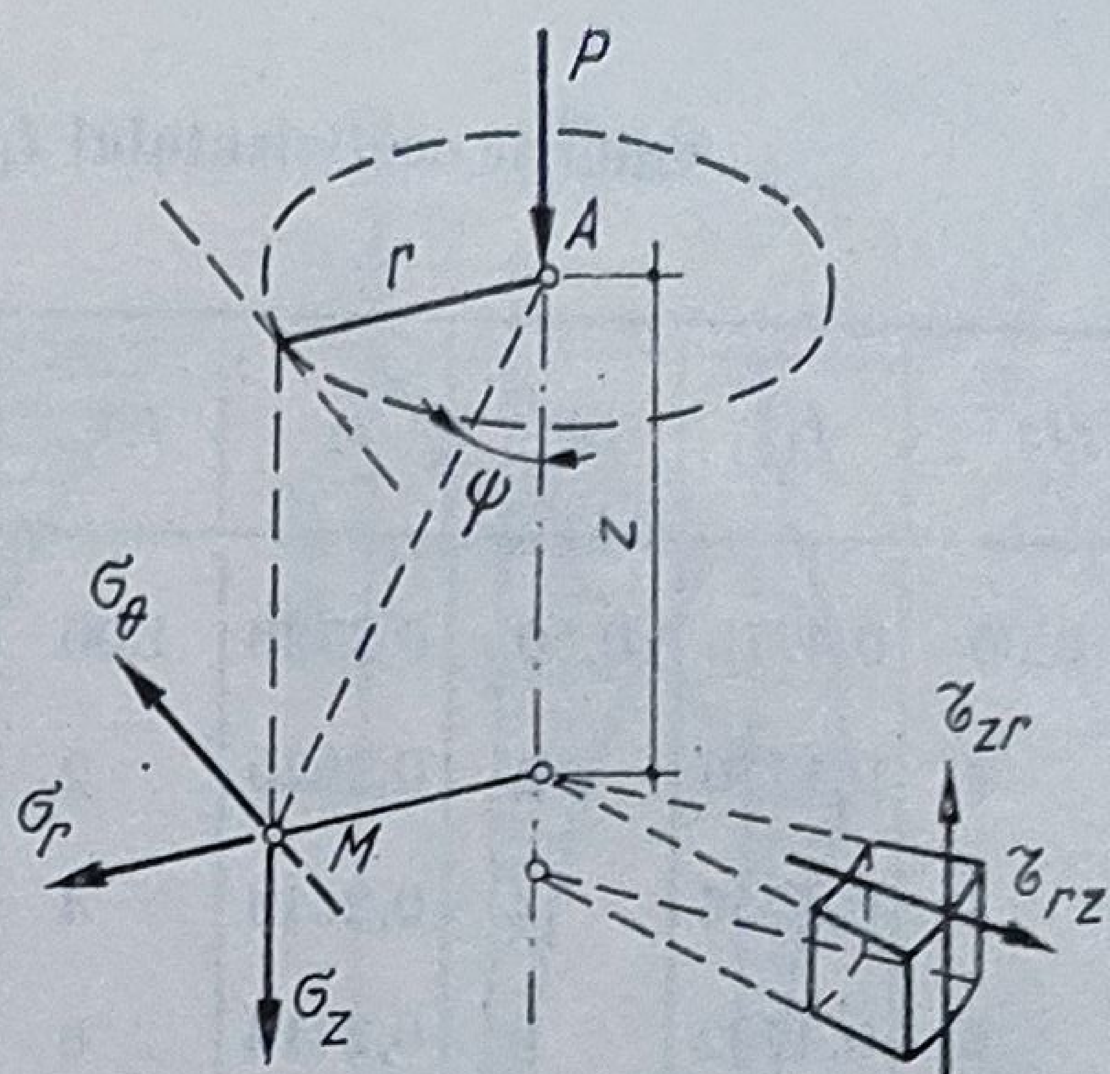


Fig. 7.4. Starea de tensiuni în coordonate polare.

Datorită simetriei, toate punctele situate la adîncimea z și la aceeași distanță r față de verticala care trece prin punctul de aplicare a forței P se află în aceeași stare de solicitare.

Expresia tensiunilor date mai înainte permit, prin extindere, stabilirea relațiilor de calcul al tensiunilor pentru diferite cazuri de încărcare.

Se observă că tensiunea normală verticală σ_z, care intervine curent la rezolvarea problemelor practice, precum și tensiunile tangențiale τ_{xz} și τ_{yz} depind numai de intensitatea forței și de coordonatele punctului în care se calculează tensiunile, fără să intervină proprietățile terenului E și μ, fapt ce permite o largă aplicabilitate a relațiilor.

În vecinătatea punctului de aplicare a forței concentrate P, valorile tensiunilor și ale deformațiilor sînt infinite, relațiile de calcul avînd sens numai pentru $R \neq 0$.

Se observă că pentru $x=y=0$, se poate scrie :

$$-\sigma_x = \sigma_y = -\frac{1-2\mu}{4\pi}\frac{P}{z^2}; \quad \sigma_z = \frac{3}{2\pi}\cdot\frac{P}{z^2};$$

cum

$$\frac{3}{2\pi} > \frac{1-2\mu}{4\pi}, \text{ rezultă că: } \sigma_x = \sigma_y < \sigma_z, \tag{7.11}$$

iar

$$\tau_{xy} = \tau_{yx} = \tau_{zy} = 0, \tag{7.12}$$

deci tensiunile σ_x, σ_y și σ_z sînt tensiuni principale, verticala ce trece prin punctul de aplicare al forței P fiind direcția principală pe care acționează $\sigma_1 = \sigma_z$, iar în planul orizontal lucrează tensiunile principale $\sigma_2 = \sigma_x = \sigma_y$.

Din expresia deplasărilor pe verticală, considerînd $z=0$, rezultă deformațiile în punctele de pe suprafața de contact dintre fundație și teren :

$$w_0 = s = \frac{1-\mu}{4\pi G}\frac{P}{r} = \frac{1-\mu^2}{\pi E}\frac{P}{r}. \tag{7.13}$$

Pentru operativitate în calcule, relația tensiunilor σ_z, poate fi scrisă sub forma :

$$\sigma_z = \frac{P}{z^2}\cdot\frac{3}{2\pi}\left[\frac{1}{1+\left(\frac{r}{z}\right)^2}\right]^{5/2} = \frac{P}{z^2}I_1. \tag{7.14}$$

În tabelul 7.1 se dau valorile coeficientului I_1 pentru diferite rapoarte r/z, unde $r = \sqrt{x^2+y^2}$.

TABELUL 7.1

Valorile coeficientului I_1 pentru determinarea tensiunii σ_z în cazul forței concentrate

r/z	I_1	r/z	I_1	r/z	I_1	r/z	I_1	r/z	I_1	r/z	I_1
0,00	0,4775	0,50	0,2733	1,00	0,0844	1,50	0,0251	2,00	0,0085	2,50	0,0034
2	0,4770	2	0,2625	2	0,0803	2	0,0240	2	0,0082	2	0,0033
4	0,4756	4	0,2518	4	0,0764	4	0,0229	4	0,0079	4	0,0032
6	0,4732	6	0,2414	6	0,0727	6	0,0219	6	0,0076	6	0,0031
8	0,4699	8	0,2313	8	0,0691	8	0,0209	8	0,0073	8	0,0030
0,10	0,4657	0,60	0,2214	1,10	0,0658	1,60	0,0200	2,10	0,0070	2,60	0,0029
2	0,4607	2	0,2117	2	0,0626	2	0,0191	2	0,0068	2	0,0028
4	0,4548	4	0,2024	4	0,0595	4	0,0183	4	0,0065	4	0,0027
6	0,4482	6	0,1934	6	0,0567	6	0,0175	6	0,0063	6	0,0026
8	0,4409	8	0,1846	8	0,0539	8	0,0167	8	0,0060	8	0,0025
0,20	0,4329	0,70	0,1762	1,20	0,0513	1,70	0,0160	2,20	0,0058	2,70	0,0024
2	0,4242	2	0,1681	2	0,0489	2	0,0153	2	0,0056	2	0,0023
4	0,4151	4	0,1603	4	0,0466	4	0,0147	4	0,0054	4	0,0023
6	0,4054	6	0,1527	6	0,0443	6	0,0141	6	0,0052	6	0,0022
8	0,3954	8	0,1455	8	0,0422	8	0,0135	8	0,0050	8	0,0021
0,30	0,3849	0,80	0,1386	1,30	0,0402	1,80	0,0129	2,30	0,0048	2,80	0,0021
2	0,3742	2	0,1320	2	0,0384	2	0,0124	2	0,0047	2	0,0020
4	0,3632	4	0,1257	4	0,0365	4	0,0119	4	0,0045	4	0,0019
6	0,3521	6	0,1196	6	0,0348	6	0,0114	6	0,0043	6	0,0019
8	0,3408	8	0,1138	8	0,0332	8	0,0109	8	0,0042	8	0,0018
0,40	0,3294	0,90	0,1083	1,40	0,0317	1,90	0,0105	2,40	0,0040	2,90	0,0018
2	0,3181	2	0,1031	2	0,0302	2	0,0101	2	0,0039	2	0,0017
4	0,3068	4	0,0981	4	0,0288	4	0,0097	4	0,0038	4	0,0017
6	0,2955	6	0,0933	6	0,0275	6	0,0093	6	0,0036	6	0,0016
8	0,2843	8	0,0887	8	0,0263	8	0,0089	8	0,0035	8	0,0016
										3,00	0,0015

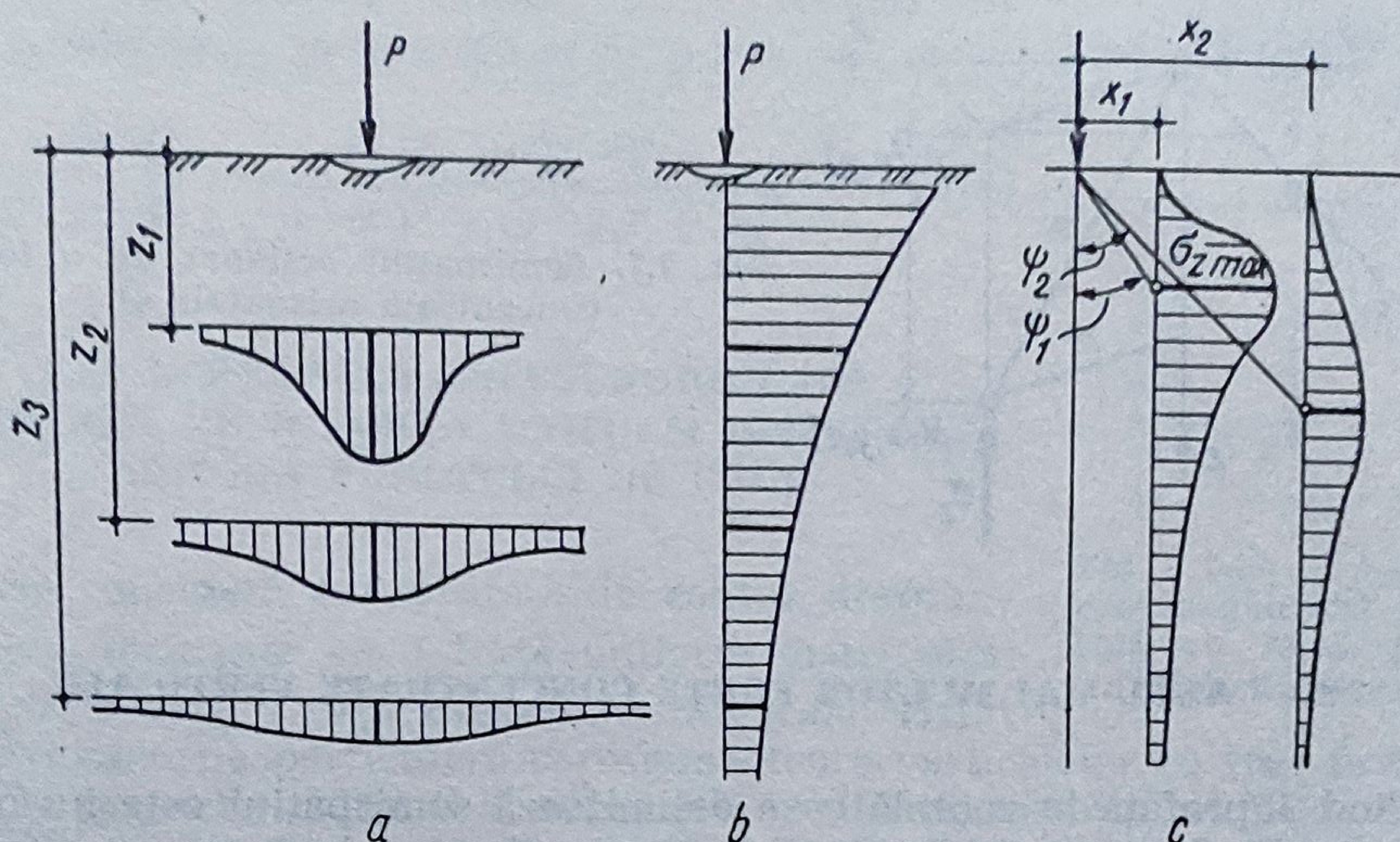


Fig. 7.5. Variația tensiunilor σ_z :
a — în planuri orizontale; *b* — în planul vertical ce trece prin suportul forței *P*; *c* — în planuri verticale.

Variația tensiunii σ_z în plane orizontale la diferite cote z și în plan vertical la diferite distanțe x (sau y) față de punctul de acțiune al forței P este dată în figura 7.5.

Dacă unim punctele din masivul de pămînt, situate într-un plan vertical ce cuprinde axa Oz, în care tensiunea σ_z are aceeași valoare, se obține o curbă de egală presiune, numită izobară. Rotind izobara în jurul axei Oz, se obține un corp spațial, în interiorul căruia tensiunile sînt mai mari, iar în exterior mai mici decît cele de pe suprafața laterală a acestuia. Trasînd izobarele pentru mai multe valori ale tensiunii σ_z, se obține o familie de izobare care alcătuiesc așa-numitul bulb al presiunilor. În figura 7.6, se dă bulbul presiunilor pentru o forță $P=1\,000$ kN, acționînd la suprafața semispațiului.

Bulbul presiunilor dă o imagine clară asupra zonei de influență a forței, putîndu-se stabili cota pînă la care să se execute forajele pentru studiile geotehnice, precum și influența între fundațiile învecinate.

7.2.2. FORȚA CONCENTRATĂ CUPRINSĂ ÎN PLANUL ORIZONTAL

Pe suprafața de contact dintre fundație și teren pot să apară, ca rezultat al acțiunii forțelor din vînt, împingerea pămîntului și seism, forțe orizontale care, suprapuse peste forțele verticale, conduc la tensiuni verticale σ_z sporite. Efortul σ_z într-un punct oarecare al semispațiului (fig. 7.7) este dat în acest caz de relația

$$\sigma_z = \frac{3Q}{2\pi}\,\frac{xz^2}{R^5}. \qquad (7.15)$$

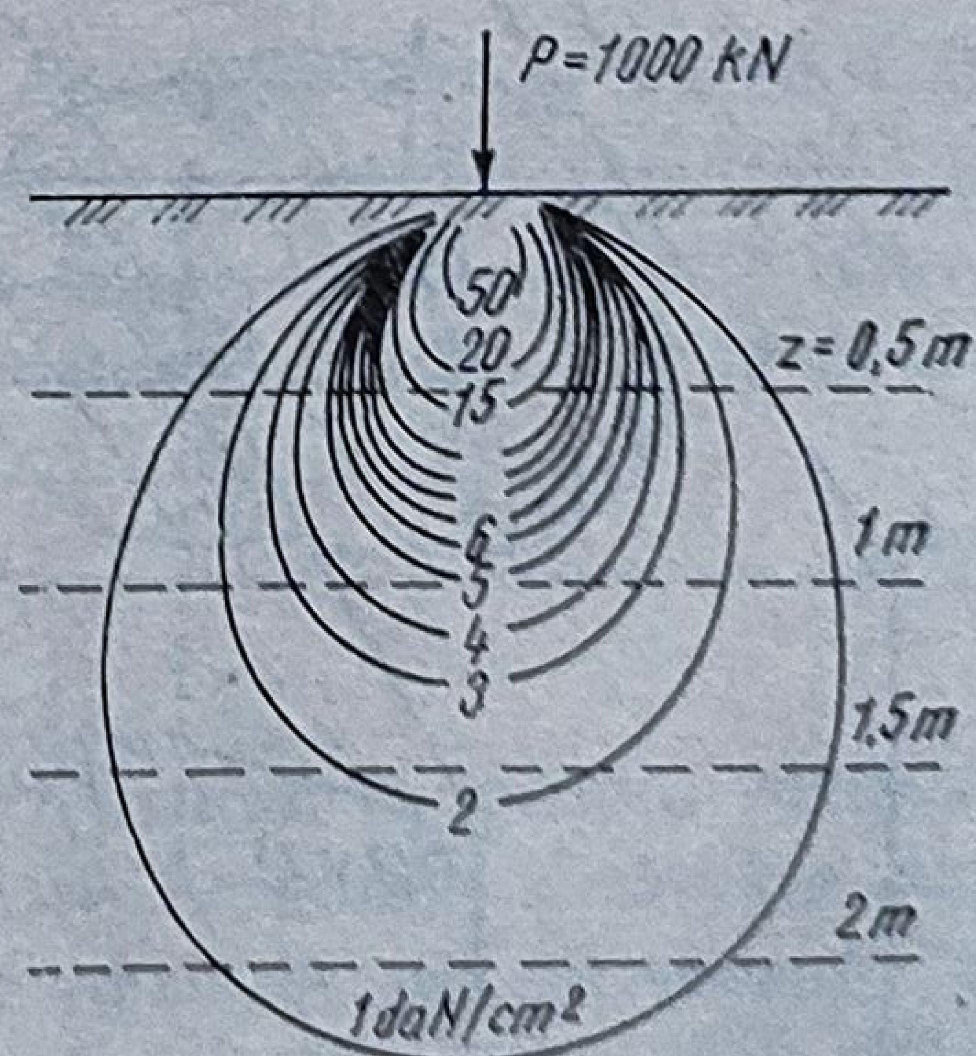


Fig. 7.6. Curbe de egală tensiune — bulbul presiunilor.

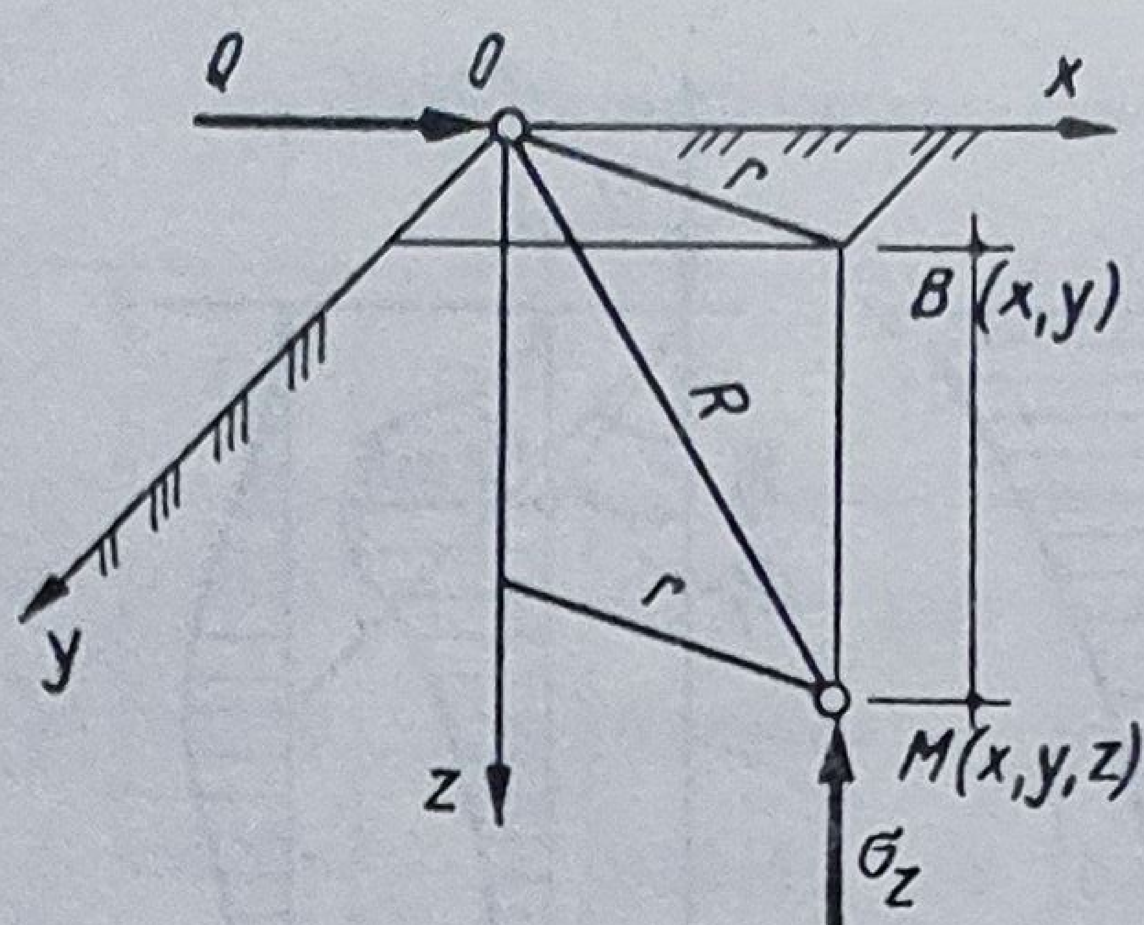


Fig. 7.7. Semispațiul acționat de o forță concentrată orizontală Q.

7.2.3. CAZUL MAI MULTOR FORȚE CONCENTRATE VERTICALE

Cînd suprafața orizontală care delimitează semispațiul este încărcată cu mai multe forțe verticale (fig. 7.8), tensiunile σ_z într-un punct oarecare al semispațiului pot fi obținute aplicînd principiul suprapunerii efectelor :

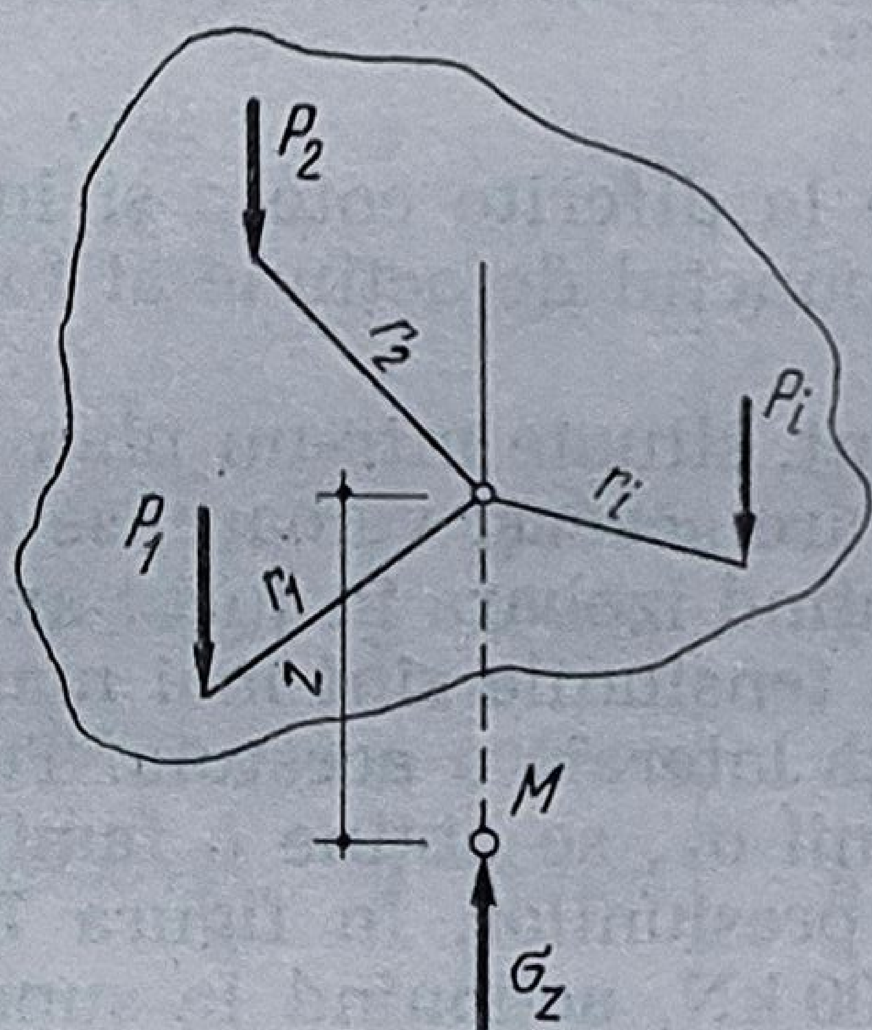


Fig. 7.8. Semispațiul acționat de mai multe forțe concentrate.

$$\sigma_z=\sigma_{z1}+\ldots+\sigma_{zi}=\frac{P_1}{z^2}I_{1\cdot 1}+\frac{P_2}{z^2}I_{1\cdot 2}+$$

$$+\ldots+\frac{P_i}{z^2}I_{1\cdot i}=\frac{1}{z^2}\sum_1^n P_i I_{1\cdot i}. \quad (7.16)$$

Valorile $I_{1\cdot i}$ se iau din tabela 7.1 funcție de raportul $\frac{r_i}{z}$, r_i fiind distanța de la punctul de aplicare al forței P_i, la verticala care trece prin punctul în care se calculează tensiunea σ_z, cuprinsă în planul semispațiului.

7.2.4. SEMISPAȚIUL ÎNCĂRCAT CU O FORȚĂ DISTRIBUITĂ p (x, y) ÎN CONTUR ÎNCHIS

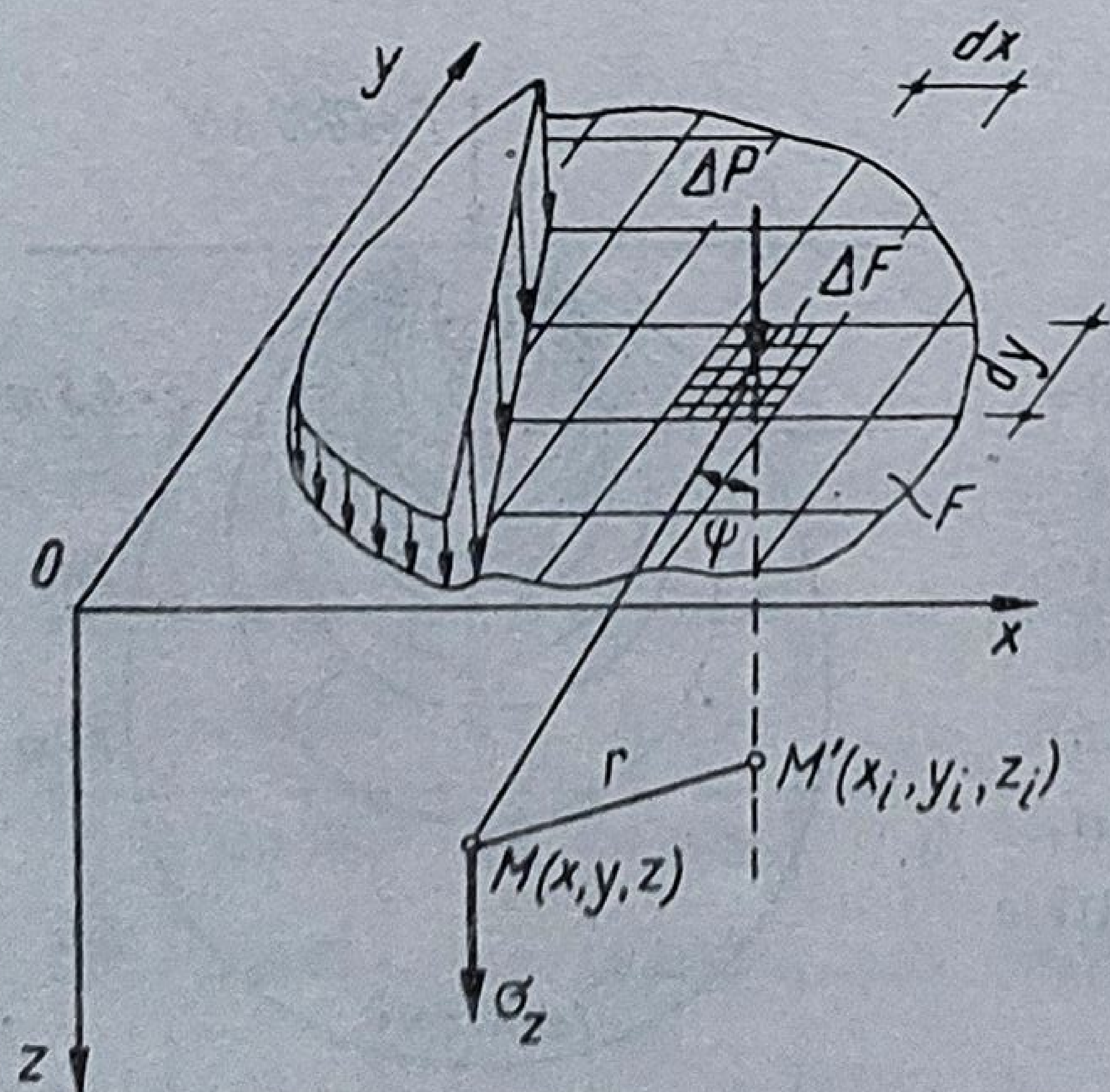


Fig. 7.9. Forță distribuită în contur închis.

Fundațiile izolate, prin suprafața lor de contact, transmit semispațiului forțe distribuite care, în cazul cel mai general, pot fi considerate variabile în raport cu axele x și y (fig. 7.9).

Se împarte conturul încărcat în suprafețe elementare $dx\,dy$, ducînd paralele la axele Ox și Oy. Forța distribuită $p(x, y)$ se consideră concentrată în centrul fiecărei suprafețe elementare, sub forma

$$\Delta P_i=p_i(x, y)\,dx\,dy. \quad (7.17)$$

Însumînd efectul fiecărei încărcări concentrate, se obține σ_z în punctul $M(x, y, z)$:

$$\sigma_z = \frac{3z^3}{2\pi}\iint \frac{p_i(x, y)\,dx\,dy}{\left[\sqrt{(x-x_i)^2+(y-y_i)^2+z^2}\right]^5}. \qquad (7.18)$$

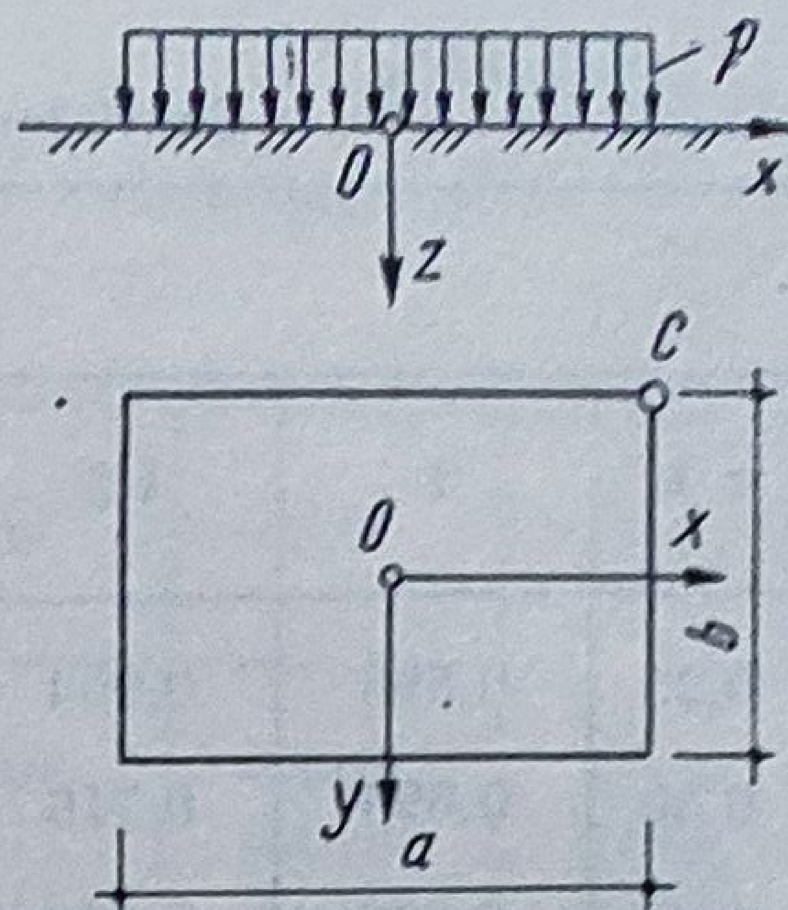


Fig. 7.10. Suprafață dreptunghiulară încărcată cu forță uniform distribuită (p=const.).

7.2.5. SUPRAFAȚĂ DREPTUNGHIULARĂ ÎNCĂRCATĂ CU O FORȚĂ UNIFORM DISTRIBUITĂ. METODA PUNCTULUI DE COLȚ

Se consideră o suprafață de contur dreptunghiular, încărcată cu o forță uniform distribuită, p=const., (fig. 7.10). Efectuînd integrala (7.18) pentru cazurile particulare corespunzătoare verticalelor ce trec prin centrul O, respectiv colțul C al suprafeței încărcate, se obțin relațiile care dau variația tensiunilor σ_z. Pentru centrul suprafeței încărcate rezultă:

$$\sigma_{z0} = p\frac{2}{\pi}\left[\frac{2mn}{\sqrt{1+m^2+4n^2}}\cdot\frac{1+m^2+8n^2}{4n^2(1+m^2+4n^2)+m^2}+\right.$$

$$\left.+\text{arc sin}\frac{m}{\sqrt{(m^2+4n^2)(1+4n^2)}}\right], \qquad (7.19)$$

sau

$$\sigma_{z0} = p\,k_0, \qquad (7.20)$$

iar pentru verticala care trece prin colțul suprafeței încărcate,

$$\sigma_{zC} = p\cdot k_C, \qquad (7.21)$$

unde:

m este raportul dintre latura mare a și latura mică b a dreptunghiului $\left(\frac{a}{b}\right)$;

n — raportul dintre cota z a punctului în care se calculează σ_z și lățimea b, a suprafeței încărcate $\left(\frac{z}{b}\right)$;

k_0 — coeficient de influență funcție de raportul m și n (tab. 7.2);

k_C — coeficient de influență funcție de aceleași rapoarte (tab. 7.3).

În cazul în care suprafața terenului este încărcată cu o forță distribuită triunghiular (fig. 7.11), tensiunea pe verticala colțului A se obține din relația

$$\sigma_{zA} = p\cdot k_A. \qquad (7.22)$$

k_A se dă în tabelul 7.4.

Dacă se trasează diagrama de variație a tensiunii σ_z pentru verticala ce trece prin centrul a două suprafețe la care lungimea a rămîne constantă, pentru aceeași sarcină distribuită, se constată că pe măsură ce crește lățimea b, tensiunea σ_z se transmite la o adîncime mai mare (fig. 7.12).

TABELUL 7.2

Coeficienţii de influenţă k_o, funcţie de rapoartele a/b şi z/b

	Raportul laturilor dreptunghiului $\frac{a}{b}$							
z/b	1	1,5	2	3	6	10	20	problema plană
0,25	0,898	0,904	0,908	0,912	0,934	0,940	0,960	0,960
0,50	0,696	0,716	0,734	0,762	0,789	0,792	0,820	0,820
1,00	0,336	0,428	0,470	0,500	0,518	0,522	0,549	0,550
1,50	0,194	0,257	0,288	0,348	0,360	0,373	0,397	0,400
2,00	0,114	0,157	0,188	0,240	0,268	0,279	0,308	0,310
3,00	0,058	0,076	0,108	0,147	0,180	0,188	0,209	0,210
5,00	0,008	0,025	0,040	0,076	0,096	0,106	0,129	0,130

TABELUL 7.3

Coeficienţii de influenţă k_C pentru o suprafaţă dreptunghiulară funcţie de rapoartele a/b şi z/b

	Coeficient de influenţă k_C						
$\frac{z}{b}$	$\frac{a}{b}=1,0$	1,5	2,0	3,0	5,0	10,0	problema plană
0,00	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500
0,25	0,2473	0,2482	0,2483	0,2484	0,2485	0,2485	0,2485
0,50	0,2325	0,2378	0,2391	0,2397	0,2398	0,2399	0,2399
0,75	0,2060	0,2182	0,2217	0,2254	0,2239	0,2240	0,2240
1,00	0,1752	0,1936	0,1999	0,2034	0,2044	0,2046	0,2046
1,50	0,1210	0,1451	0,1561	0,1638	0,1665	0,1670	0,1670
2.00	0,0840	0,1071	0,1202	0,1316	0,1363	0,1374	0,1374
3,00	0,0447	0,0612	0,0732	0,0860	0,0959	0,0987	0,0990
4,00	0,0270	0,0383	0,0475	0,0604	0,0712	0,0758	0,0764
6,00	0,0127	0,0185	0,0238	0,0323	0,0431	0,0506	0,0521
8,00	0,0073	0,0107	0,0140	0,0195	0,0283	0,0367	0,0394
10,00	0,0048	0,0070	0,0092	0,0129	0,0198	0,0279	0,0316

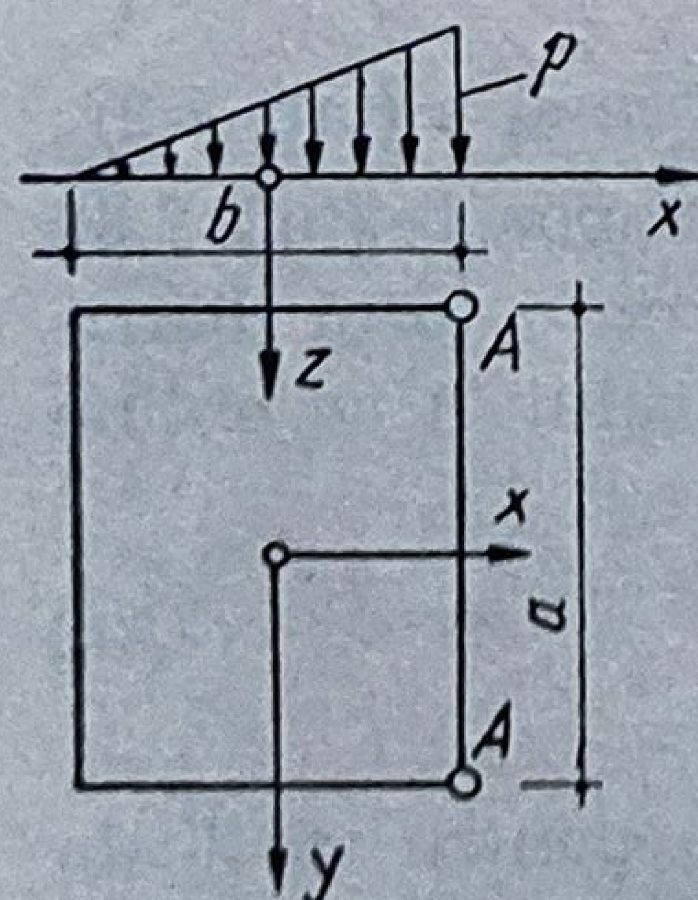


Fig. 7.11. Suprafaţă dreptunghiulară încărcată cu o forţă distribuită triunghiular.

Atunci cînd interesează variaţia lui σ_z şi pe alte verticale decît cele care corespund centrului, respectiv colţului, suprafeţei încărcate, valorile tensiunilor σ_z pot fi stabilite aplicînd principiul suprapunerii efectelor, prin metoda punctului de colţ. Metoda constă în a completa situaţia reală în aşa fel încît verticala pe care se doreşte să se determine tensiunile σ_z să treacă totdeauna prin colţul suprafeţei încărcate, astfel încît să se poată lucra cu coeficientul de influenţă k_C.

Se deosebesc mai multe cazuri :

— Verticala trece printr-un punct M situat undeva pe conturul încărcat $ABCD$ (fig. 7.13, a). Ducînd prin punctul M paralelă la latura dreptunghiului, se obţin două suprafeţe dreptunghiulare *1* şi *2*, punc-

TABELUL 7.4

Coeficienţii de influenţă k_A pentru colţul unei suprafeţe dreptunghiulare încărcată triunghiular

a/b \ z/b	0,00	0,25	0,50	1,0	1,5	2,0	3,0	5,0
0,15	0,250	0,136	0,101	0,025	0,012	0,008	0,005	0,001
0,3	0,250	0,186	0,116	0,051	0,026	0,017	0,010	0,004
0,6	0,250	0,206	0,160	0,085	0,050	0,031	0,016	0,007
1,0	0,250	0,209	0,170	0,108	0,069	0,045	0,024	0,009
1,5	0,250	0,210	0,173	0,113	0,080	0,056	0,033	0,014
2,0	0,250	0,211	0,175	0,117	0,087	0,064	0,041	0,019
3,0	0,250	0,211	0,175	0,119	0,090	0,071	0,047	0,025
6,0	0,250	0,211	0,176	0,120	0,092	0,075	0,051	0,029
10,0	0,250	0,212	0,177	0,121	0,093	0,076	0,052	0,032
20,0	0,250	0,212	0,177	0,121	0,093	0,076	0,052	0,033

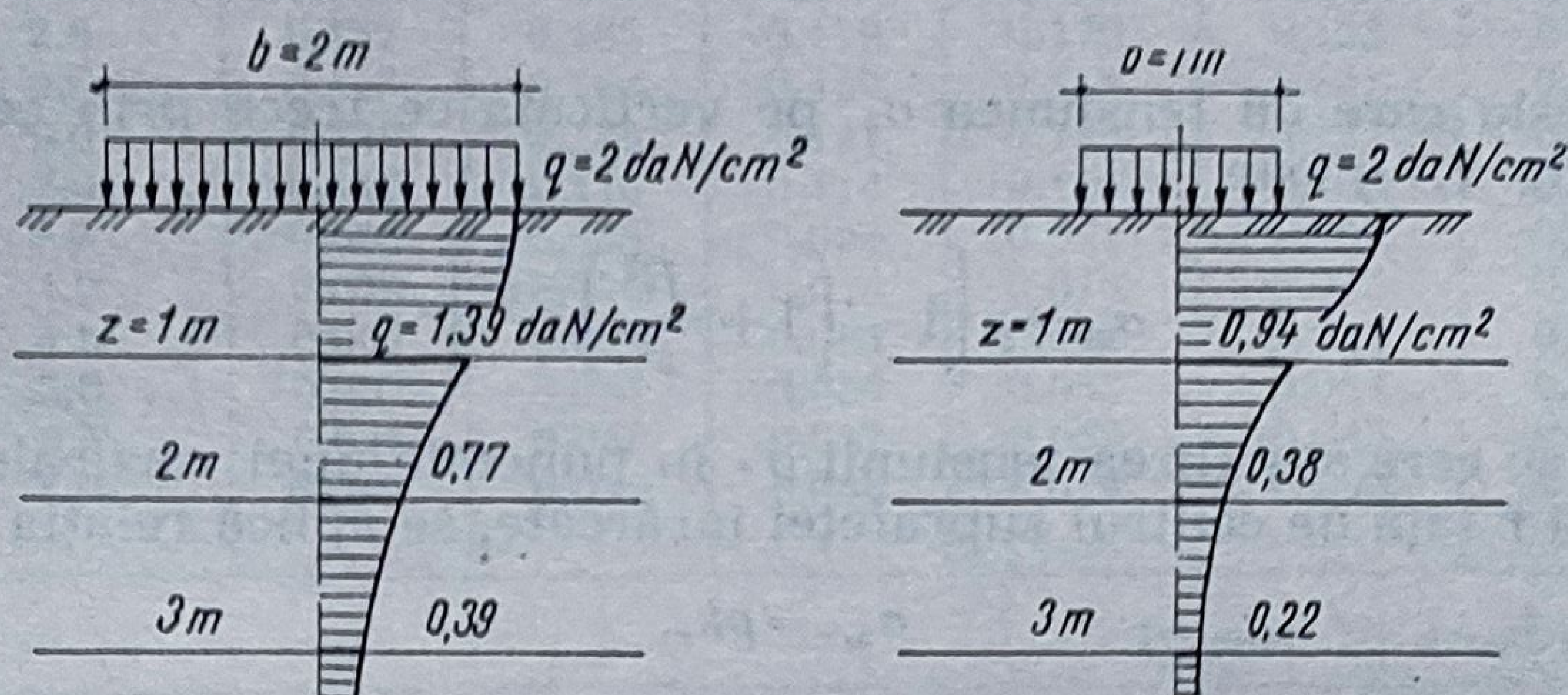


Fig. 7.12. Influenţa lăţimii b a fundaţiei asupra distribuţiei tensiunilor σ_z.

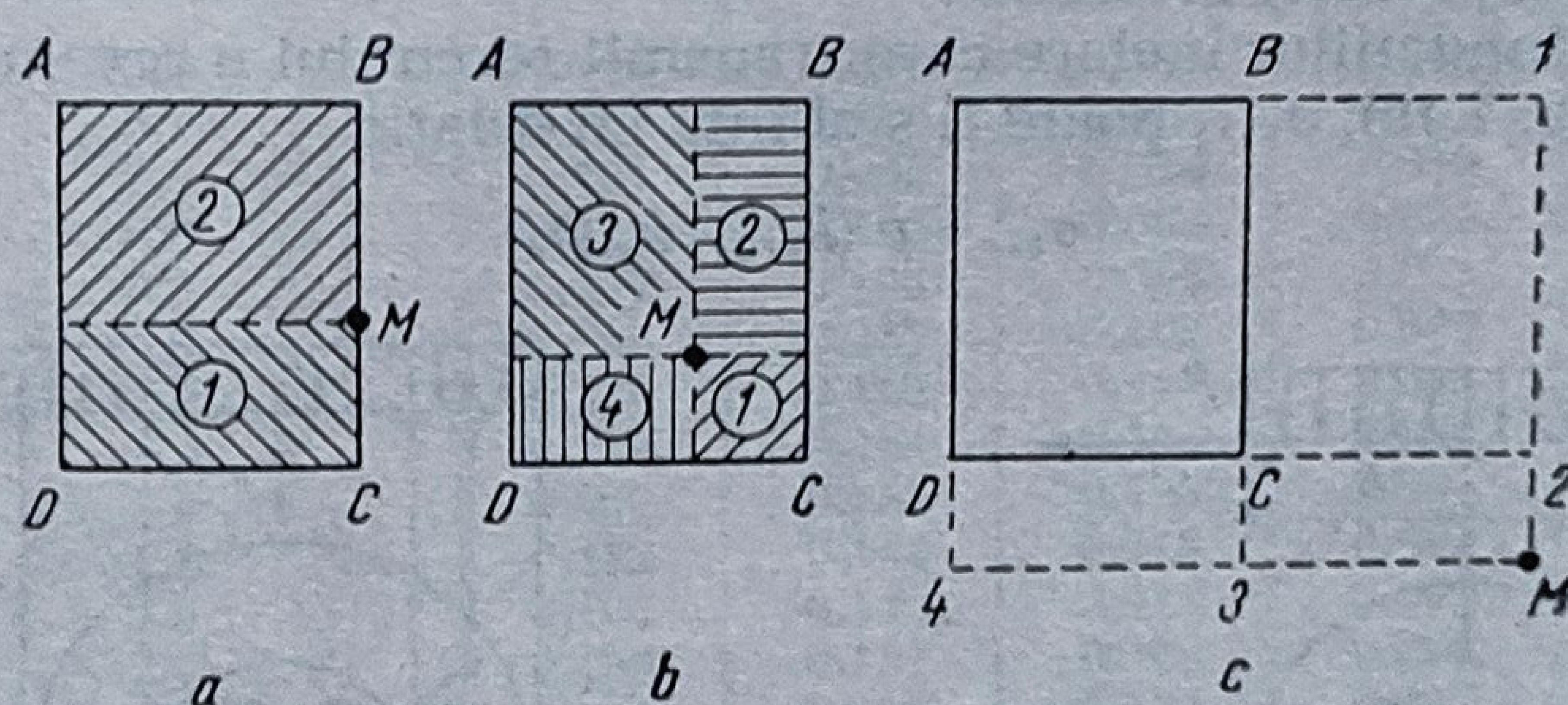


Fig. 7.13. Metoda punctului de colţ :

a — punct situat pe conturul suprafeţei; *b* — punct situat în interiorul suprafeţei; *c* — punct situat în afara suprafeţei.

tul M fiind situat atît pe colţul suprafeţei *1*, cît şi pe colţul suprafeţei *2*. Se iau din tabel k_{C1} pentru suprafaţa *1* şi k_{C2} pentru suprafaţa *2*, cu care se obţine :

$$\sigma_z = p\,(k_{C1} + k_{C2})\,; \tag{7.23}$$

— Punctul M este situat în interiorul conturului încărcat (fig. 7.13, b). Procedînd ca în cazul precedent, se obțin patru suprafețe încărcate, fiecare cu colțul în punctul M. Tensiunea σ_z va fi

$$\sigma_z = p\,(k_{C1}+k_{C2}+k_{C3}+k_{C4})\,; \tag{7.24}$$

— Punctul M, situat în afara conturului încărcat (fig. 7.13, c)

$$\sigma_z = p\,(k_{CM4A1}-k_{CM3B1}-k_{CM4D2}+k_{CM3C2}). \tag{7.25}$$

Se observă că, în ultimul caz, pentru a se putea aplica metoda punctului de colț, se folosesc trei suprafețe ajutătoare. Se ia din tabel k_C pentru suprafața mare $M4A1M$, din care se scade efectul suprafețelor $M3B1$ și $M4D2$, care de fapt nu există.

Scăzîndu-se efectul celor două suprafețe, s-a scăzut de două ori efectul suprafeței $M3C2$, pentru a-i anula însă efectul, se mai adună o dată introducîndu-se în relație k_{CM3C2}.

7.2.6. SUPRAFAȚĂ CIRCULARĂ ÎNCĂRCATĂ CU O FORȚĂ DISTRIBUITĂ

Expresia care dă tensiunea σ_z pe verticala ce trece prin centrul suprafeței (fig. 7.14) este

$$\sigma_{z0} = p\left[1-\left(1+\frac{R^2}{z^2}\right)^{-\frac{3}{2}}\right], \tag{7.26}$$

Cînd se cere stabilirea tensiunii σ_z în punctele unei verticale ce trece la distanța r față de centrul suprafeței încărcate, se aplică relația

$$\sigma_{z\cdot r} = pk_r. \tag{7.27}$$

k_r se dă în tabelul 7.5, funcție de rapoartele $\frac{r}{R}$ și $\frac{z}{R}$.

Relația (7.27) permite calculul tensiunilor σ_z și pentru verticale dispuse în afara suprafeței încărcate.

În cazul fundațiilor inelare care transmit terenului o presiune uniform distribuită (fig. 7.15), $\sigma_{z\cdot r}$, poate fi stabilită cu relația

$$\sigma_{z\cdot r} = p\,(k_{r\cdot 1}-k_{r\cdot 2}), \tag{7.28}$$

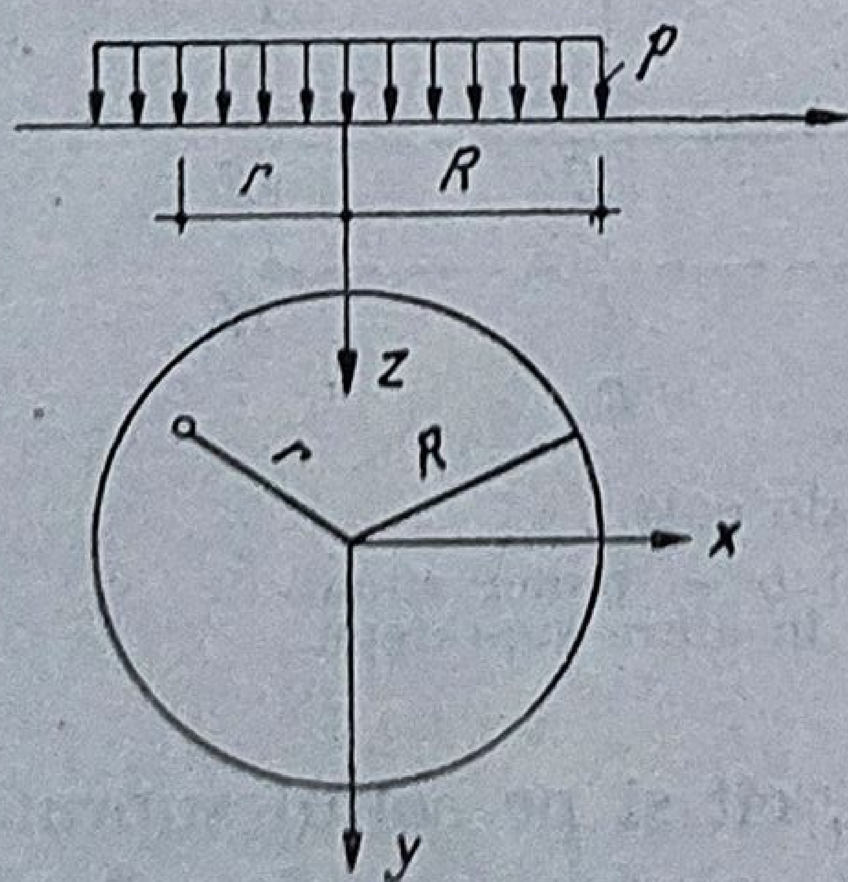


Fig. 7.14. Suprafață circulară încărcată cu forță distribuită.

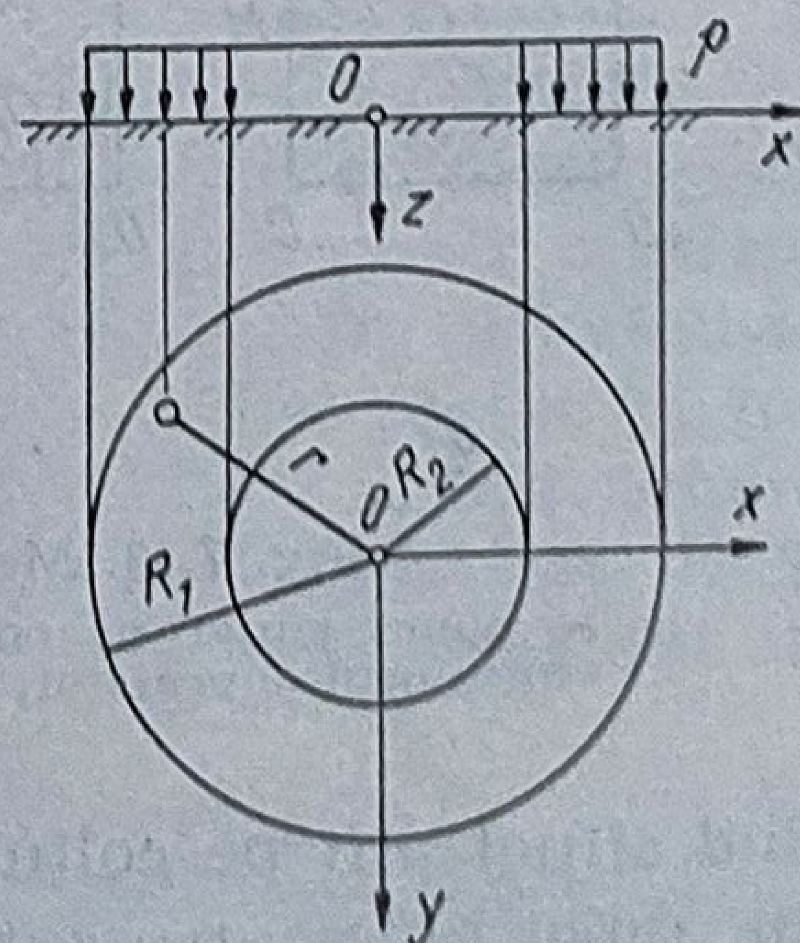


Fig. 7.15. Fîșie inelară încărcată cu forță distribuită.

TABELUL 7.5

Coeficienţii de influenţă k_r, pentru calculul tensiunilor σ_z sub o suprafaţă circulară uniform încărcată

z/R \ r/R	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,500
0,2	0,993	0,991	0,987	0,970	0,890	0,468
0,4	0,949	0,943	0,920	0,860	0,712	0,435
0,6	0,864	0,852	0,813	0,733	0,591	0,400
0,8	0,756	0,742	0,699	0,619	0,504	0,366
1,0	0,646	0,633	0,593	0,525	0,434	0,332
1,2	0,547	0,535	0,502	0,447	0,377	0,300
1,4	0,461	0,452	0,425	0,383	0,329	0,270
1,6	0,390	0,383	0,362	0,330	0,288	0,243
1,8	0,332	0,327	0,311	0,285	0,254	0,218
2,0	0,285	0,280	0,258	0,248	0,224	0,196
2,2	0,246	0,242	0,233	0,218	0,198	0,176
2,4	0,214	0,211	0,203	0,192	0,176	0,159
2,6	0,187	0,185	0,179	0,170	0,158	0,144
2,8	0,165	0,163	0,159	0,151	0,141	0,130
3,0	0,146	0,145	0,141	0,135	0,127	0,118
3,4	0,117	0,116	0,114	0,110	0,105	0,098
3,8	0,096	0,095	0,093	0,091	0,087	0,083
4,2	0,079	0,079	0,078	0,076	0,073	0,070
4,6	0,067	0,067	0,066	0,064	0,063	0,060
5,0	0,057	0,057	0,056	0,055	0,054	0,052
5,5	0,048	0,048	0,047	0,046	0,045	0,044
6,0	0,040	0,040	0,040	0,039	0,039	0,038

Tabelul 7.5 (continuare)

z/R \ r/R	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,2	0,077	0,015	0,005	0,002	0,001
0,4	0,181	0,065	0,026	0,012	0,006
0,6	0,224	0,113	0,056	0,029	0,016
0,8	0,237	0,142	0,083	0,048	0,029
1,0	0,235	0,157	0,102	0,065	0,042
1,2	0,226	0,162	0,113	0,078	0,053
1,4	0,212	0,161	0,118	0,086	0,062
1,6	0,197	0,156	0,120	0,090	0,068
1,8	0,182	0,148	0,118	0,092	0,072
2,0	0,167	0,140	0,114	0,092	0,074
2,2	0,153	0,131	0,109	0,090	0,074
2,4	0,140	0,122	0,104	0,087	0,073
2,6	0,129	0,113	0,098	0,084	0,071
2,8	0,118	0,105	0,092	0,080	0,069
3,0	0,108	0,097	0,087	0,077	0,067
3,4	0,091	0,084	0,076	0,068	0,061
3,8	0,078	0,073	0,067	0,061	0,055
4,2	0,067	0,063	0,059	0,054	0,050
4,6	0,058	0,055	0,052	0,048	0,045
5,0	0,050	0,048	0,046	0,043	0,041
5,5	0,043	0,041	0,030	0,038	0,036
6,0	0,037	0,036	0,034	0,033	0,031

unde : $k_{r.1}$ și $k_{r.2}$ se dau în același tabel 7.5, funcție de :

$$k_{r.1}=f\left(\frac{z}{R_1}, \frac{r}{R_1}\right) \text{ și } k_{r.2}=f\left(\frac{z}{R_2}, \frac{r}{R_2}\right),$$

r este distanța din centrul fundației inelare pînă la verticala pe care se calculează tensiunile σ_z, iar z, cota punctului.

7.3. DISTRIBUȚIA TENSIUNILOR ÎN SEMIPLAN

Pentru unele lucrări din mecanica pămînturilor, a căror lungime este mult mai mare în raport cu dimensiunile secțiunii transversale, starea de tensiuni se poate încadra în starea plană de solicitare.

Încadrarea unei probleme în starea spațială sau starea plană depinde de raportul dintre lungimea a și lățimea b a suprafeței de contact a fundației.

Se consideră că problema se încadrează în starea spațială dacă raportul $a/b<10$ și în starea plană de solicitare pentru $a/b>10$.

Din rezolvări practice s-a constatat că pentru cazuri cuprinse între limitele $6<a/b<20$, încărcate cu forțe uniform distribuite, diferența dintre tensiunile calculate în cele două ipoteze nu diferă între ele cu mai mult de 3 . . . 5%. Dacă însă $a/b<6$, se impune aplicarea teoriei spațiale, iar dacă $a/b>20$, se impune aplicarea stării plane de solicitare.

7.3.1. SEMIPLANUL ÎNCĂRCAT CU O FORȚĂ CONCENTRATĂ, LINIAR DISTRIBUITĂ

Să considerăm că semispațiul este acționat în direcția axei Oy de o forță concentrată, uniform distribuită (fig. 7.16). Dacă din semispațiu prin două plane se izolează o porțiune egală cu unitatea se obține semiplanul, în care ne propunem să studiem starea de eforturi și deformații.

Tensiunile într-un punct $M(x, z)$ pot fi exprimate în coordonate polare sub forma :

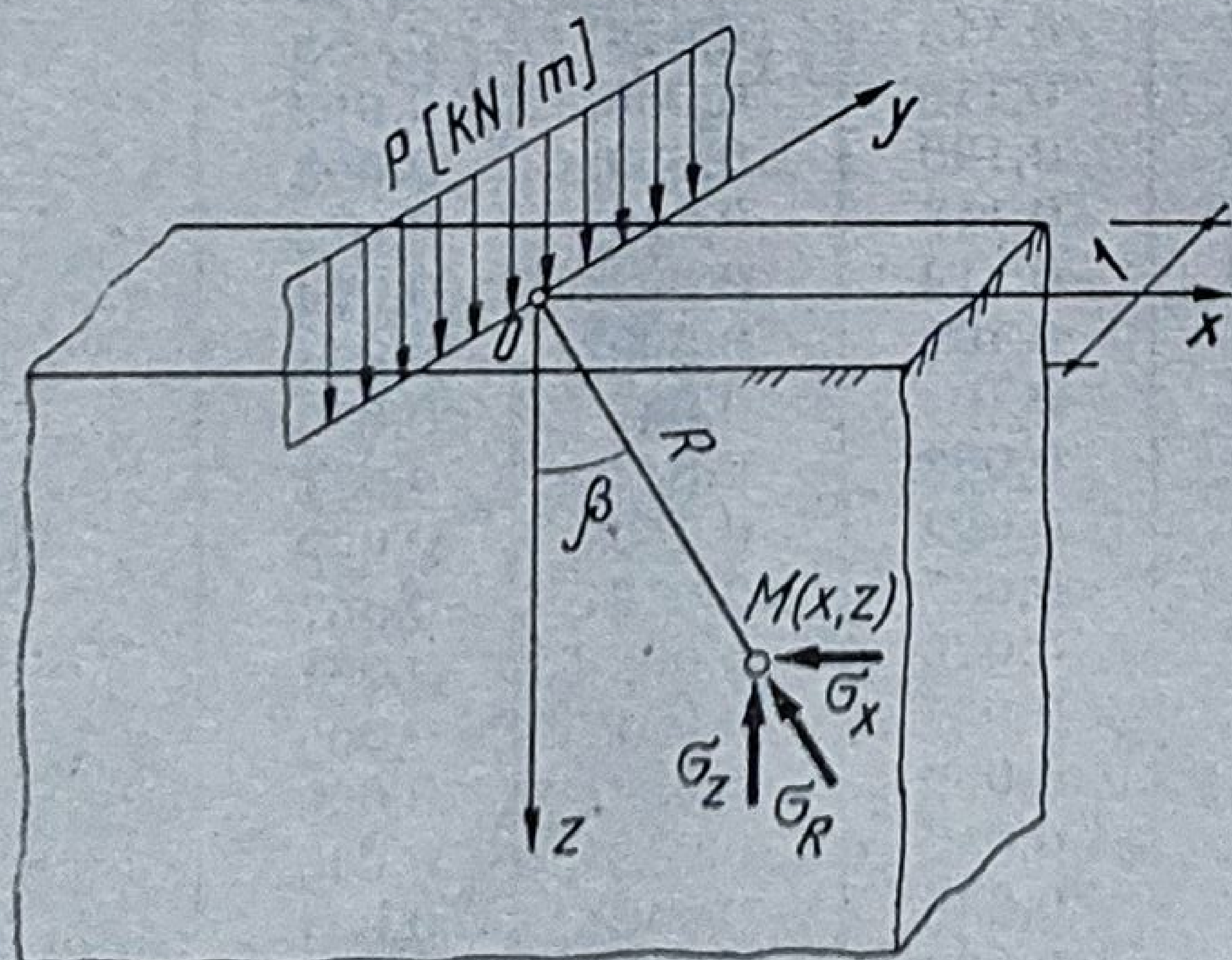


Fig. 7.16. Semiplanul încărcat cu forță liniar concentrată.

$$\sigma_R=\frac{2P}{\pi}\cdot\frac{\cos\beta}{R};$$

$$\sigma_x=\sigma_R\sin^2\beta=\frac{2P}{\pi}\cdot\frac{\sin^2\beta\cos\beta}{R};$$

$$\sigma_z=\sigma_R\cos^2\beta=\frac{2P}{\pi}\cdot\frac{\cos^3\beta}{R}; \qquad (7.29)$$

$$\tau_{xz}=\tau_{zx}=\tau=\sigma_R\cdot\sin\beta\cos\beta=\frac{2P}{\pi}\cdot\frac{\sin\beta\cos^2\beta}{R}.$$

Raportate la un sistem cartezian, relațiile de mai sus devin :

$$\sigma_x = \frac{2P}{\pi} \cdot \frac{x^2 z}{R^4}; \quad \sigma_z = \frac{2P}{\pi} \cdot \frac{z^3}{R^4}$$

și

$$\tau = \frac{2P}{\pi} \cdot \frac{xz^2}{R^4}; \quad R = \sqrt{x^2+z^2}. \tag{7.30}$$

Se constată că tensiunile depind numai de intensitatea încărcărilor și de poziția punctului în semiplan.

7.3.2. FORȚĂ DISTRIBUITĂ $p(x)$ PE O FÎȘIE DE LĂȚIME b

Pentru stabilirea eforturilor în punctul M situat la adîncimea z față de suprafața încărcată (fig. 7.17), se procedează la împărțirea sarcinii $p(x)$ în sarcini elementare $p(x) \cdot dx = \Delta P$, linear repartizate. Procedînd la suprapunerea efectelor, problema se reduce la precedenta. Se observă că

$$dx = \frac{Rd}{\cos\beta}; \tag{7.31}$$

$$\Delta P = p(x) \frac{Rd}{\cos\beta}. \tag{7.32}$$

Înlocuind (7.32) în ecuațiile (7.29) și integrînd între limitele β_2 și β_1, se obține :

$$\sigma_z = \frac{2}{\pi} \int_{\beta_1}^{\beta_2} p(x) \cos^2\beta \, d\beta; \tag{7.33}$$

$$\sigma_x = \frac{2}{\pi} \int_{\beta_1}^{\beta_2} p(x) \sin^2\beta \, d\beta; \tag{7.34}$$

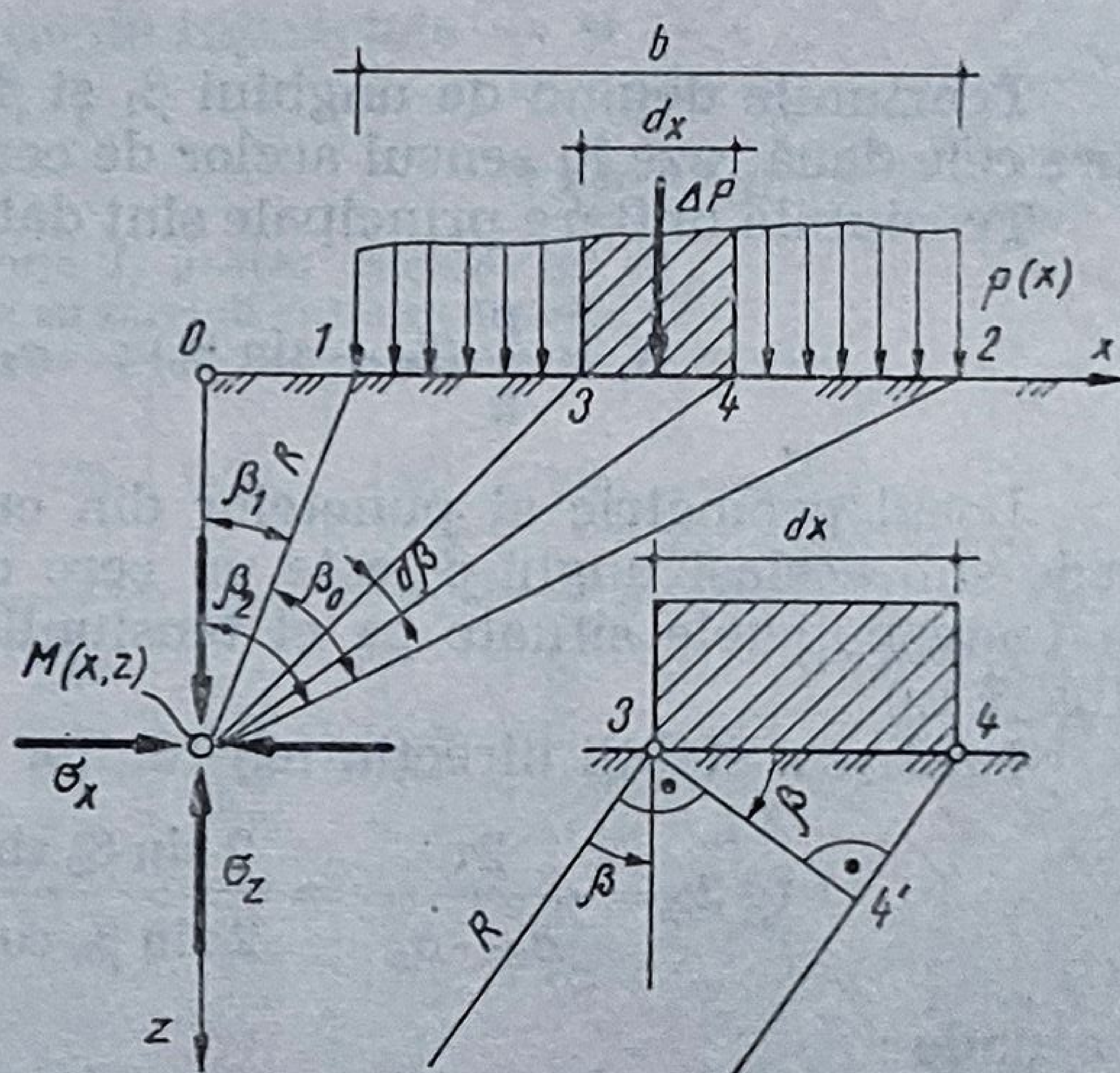


Fig. 7.17. Fîșie de lățime b încărcată cu forță distribuită.

$$\tau = \frac{2}{\pi} \int_{\beta_1}^{\beta_2} p(x) \sin\beta \cos\beta \, d\beta. \tag{7.35}$$

Rezolvînd integralele pentru cazul forței uniform distribuite $p(x) = p$ (fig. 7.18), se obțin expresiile :

$$\sigma_z = \frac{2p}{\pi} \int_{\beta_1}^{\beta_2} \cos^2\beta \, d\beta = \frac{p}{\pi} \left[\sin\beta_2 \cos\beta_2 - \sin\beta_1 \cos\beta_1 + \beta_0\right]; \tag{7.36}$$

$$\sigma_x = \frac{2p}{\pi} \int_{\beta_1}^{\beta_2} \sin^2\beta d\beta = \frac{p}{\pi} \left[\sin\beta_1 \cos\beta_1 - \sin\beta_2 \cos\beta_2 + \beta_0\right]; \tag{7.37}$$

$$\tau = \frac{2p}{\pi} \int_{\beta_1}^{\beta_2} \sin\beta \cos\beta \, d\beta = \frac{p}{\pi} (\sin^2\beta_2 - \sin^2\beta_1); \tag{7.38}$$

$$\beta_0 = \beta_2 - \beta_1.$$

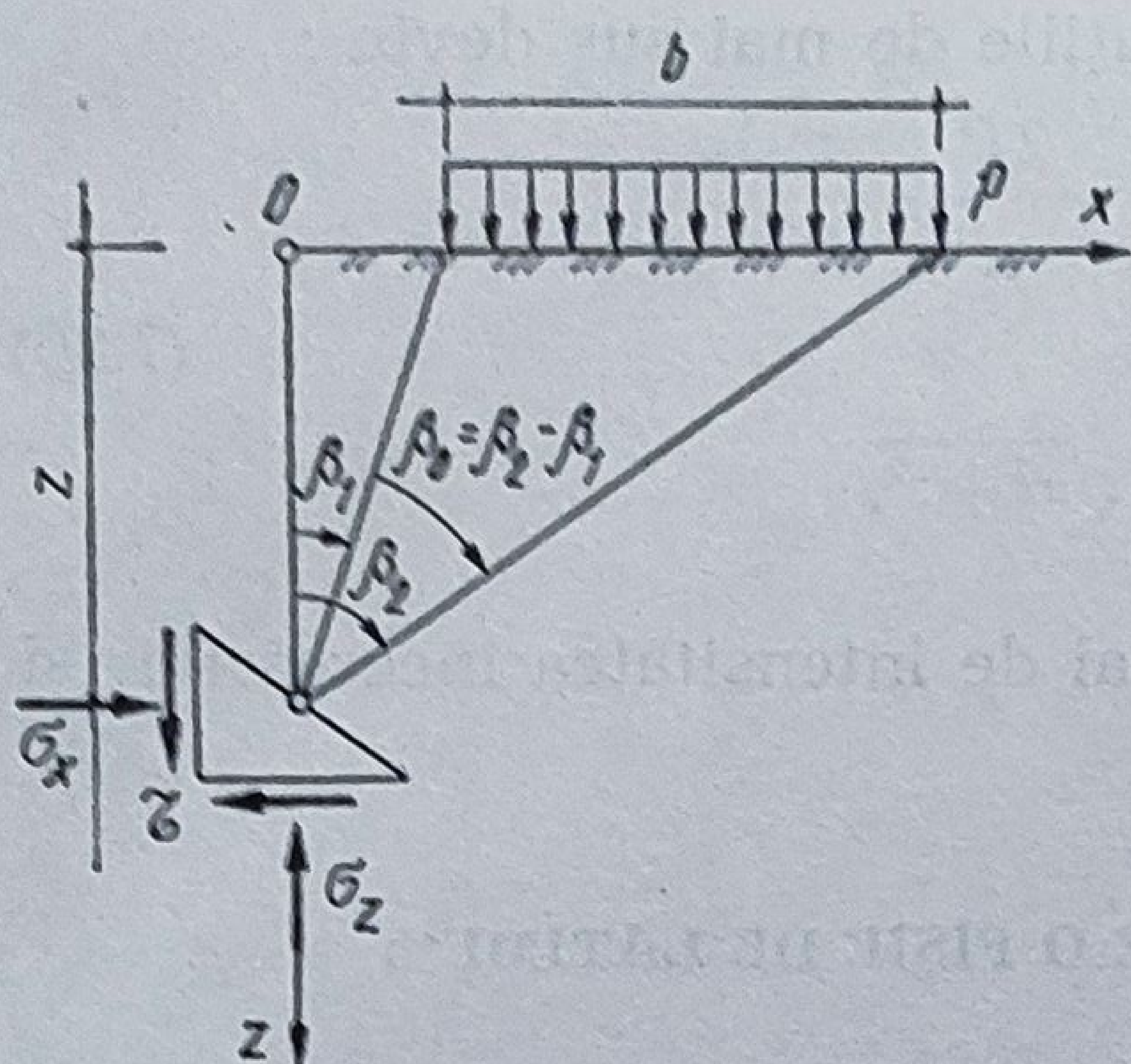


Fig. 7.18. Fîsie de lățime b încărcată cu forță uniform distribuită.

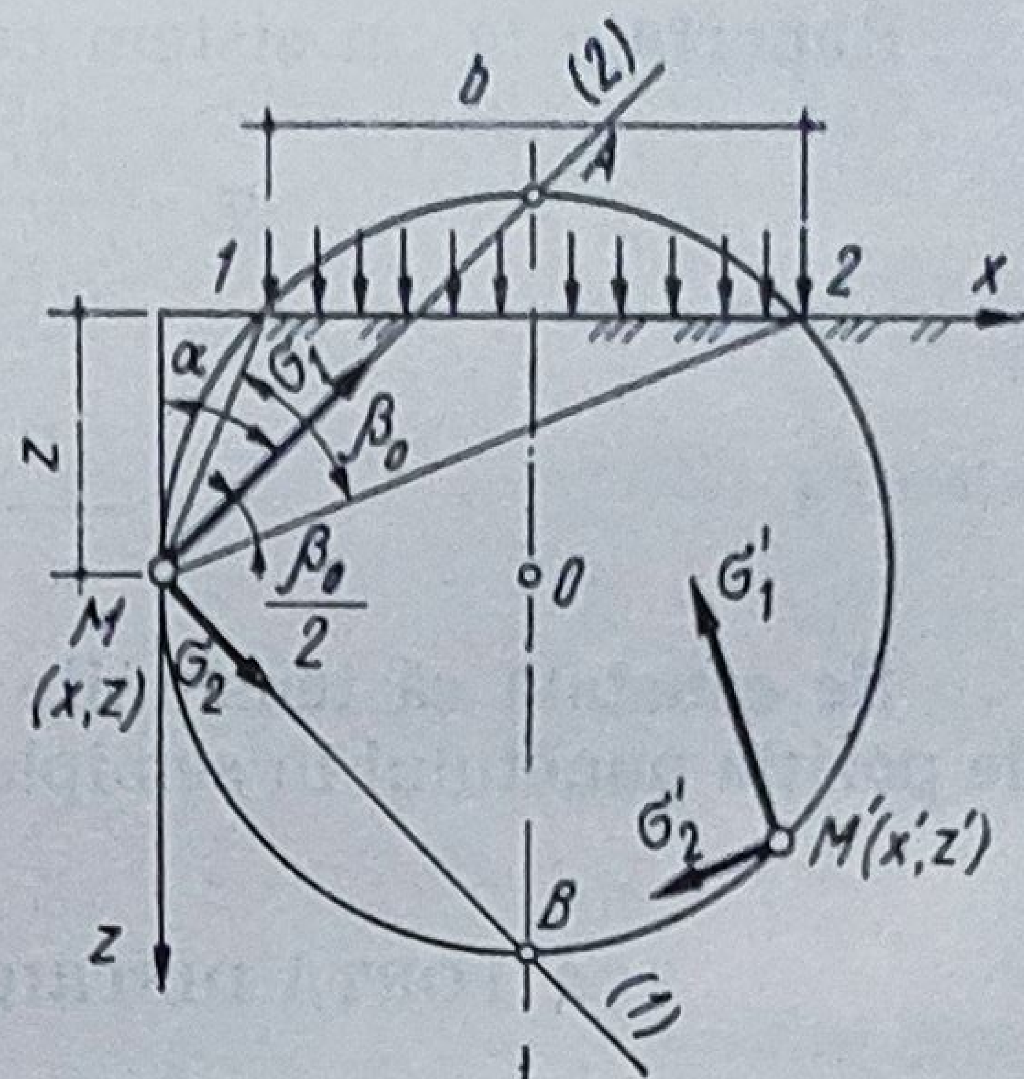


Fig. 7.19. Izobara tensiunilor principale.

Tensiunile depind de unghiul β_1 și β_2, care se măsoară de la verticală spre cele două raze în sensul acelor de ceasornic.

Tensiunile unitare principale sînt date de relațiile :

$$\sigma_1 = \frac{p}{\pi}(\beta_0 + \sin\beta_0)\,; \quad \sigma_2 = \frac{p}{\pi}(\beta_0 - \sin\beta_0). \tag{7.39}$$

Locul geometric al punctelor din care fîșia încărcată de lățime b se vede sub același unghi β_0 este un cerc care se bucură de proprietatea că în toate punctele situate pe el tensiunile principale au aceeași valoare (fig. 7.19).

Pentru a stabili direcția tensiunilor principale se folosește relația

$$\mathrm{tg}\,2\alpha = \frac{2\tau}{\sigma_z - \sigma_x} = \frac{2\sin\beta_0 \sin(\beta_1+\beta_2)}{2\sin\beta_0 \cos(\beta_1+\beta_2)} = \mathrm{tg}\,(\beta_1+\beta_2), \tag{7.40}$$

de unde :

$$\alpha = \frac{\beta_1+\beta_2}{2}. \tag{7.41}$$

Rezultă că direcția tensiunii principale se suprapune pe bisectoarea unghiului β_0, adică trece prin extremitatea A a diametrului, iar direcția tensiunii σ_2, prin cealaltă extremitate B.

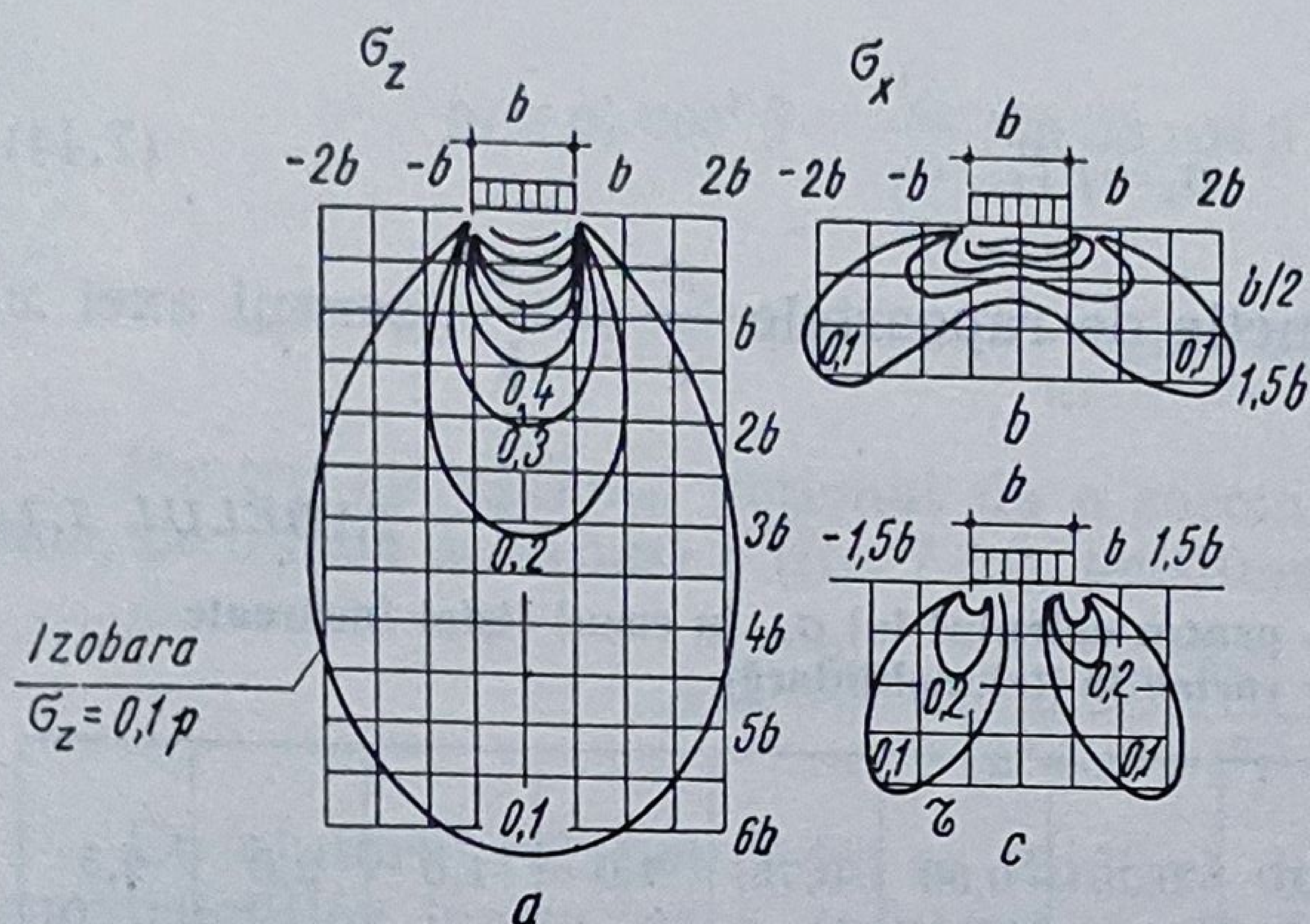
Unind punctele din interiorul masivului de pămînt, în care tensiunile σ_z sînt aceleași se obține familia curbelor izobare.

Analizînd bulbul presiunilor pentru tensiunea σ_z, rezultă că influența sarcinii distribuite p se extinde pe verticala centrului pînă la de șase ori lățimea fîșiei încărcate (6 b), iar în sens transversal, pînă la de două ori lățimea.

În figurile 7.20, a, b și c se prezintă bulbul presiunilor pentru tensiunile σ_z, σ_x și τ. Curbele izobare dau o imagine clară asupra extinderii zonei de influență, generată de sarcina distribuită p, în pămînt.

Pentru operativitate în calcule, expresia tensiunii σ_z, poate fi pusă sub forma (fig. 7.21) :

$$\sigma_z = pI_f, \tag{7.42}$$



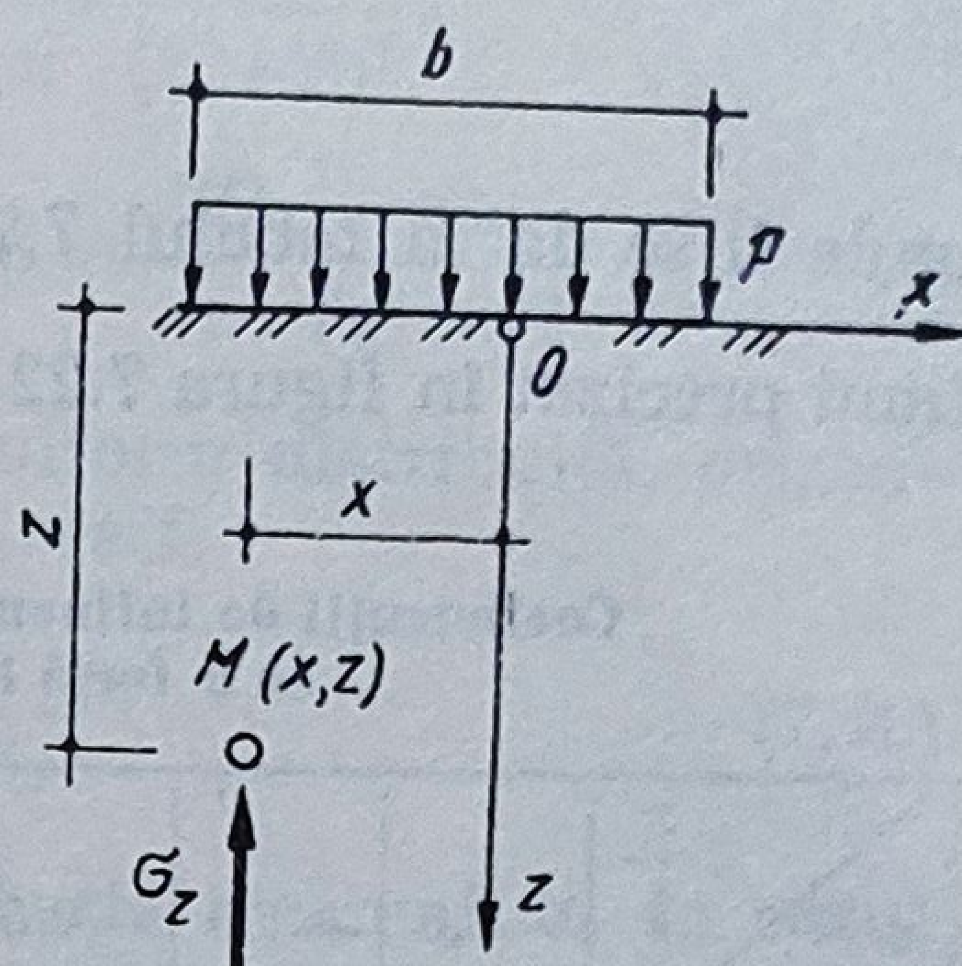


Fig. 7.20. Bulbul tensiunilor σ_z, σ_x și τ.

Fig. 7.21. Notații pentru folosirea tabelului 7.6.

în care I_f se dă în tabelul 7.6 funcție de rapoartele $\frac{x}{b}$ și $\frac{z}{b}$.

TABELUL 7.6

Coeficienții de influență I_f pentru calculul lui σ_z în cazul fîșiei încărcate cu sarcină uniform distribuită

$\frac{z}{b}$ \ $\frac{x}{b}$	0	0,25	0,50	1,00	1,50	2,00
0	1,00	1,00	0,50	0	0	0
0,25	0,96	0,90	0,50	0,02	0	0
0,50	0,82	0,74	0,48	0,08	0,02	0
0,75	0,67	0,61	0,45	0,15	0,04	0,02
1,00	0,55	0,51	0,41	0,19	0,07	0,03
1,25	0,46	0,44	0,37	0,20	0,10	0,04
1,50	0,40	0,38	0,33	0,21	0,11	0,06
1,75	0,35	0,34	0,30	0,21	0,13	0,07
2,00	0,31	0,31	0,28	0,20	0,13	0,08
3,00	0,21	0,21	0,20	0,17	0,13	0,10
4,00	0,16	0,16	0,15	0,14	0,12	0,10
5,00	0,13	0,13	0,12	0,12	0,11	0,09
6,00	0,11	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10

Pentru semiplanul încărcat cu o forță liniar variabilă pe o fîșie de lățime b (fig. 7.22), plecînd de la relația (7.33), se obține pentru tensiunea σ_z expresia

$$\sigma_z = \frac{pz}{2\pi B}\left[\sin^2\beta_1 - \sin^2\beta_2 - \operatorname{tg}\beta_2\left(\beta_1 + \frac{1}{2}\sin 2\beta_1 - \beta_2 - \frac{1}{2}\sin 2\beta_2\right)\right], \quad (7.43)$$

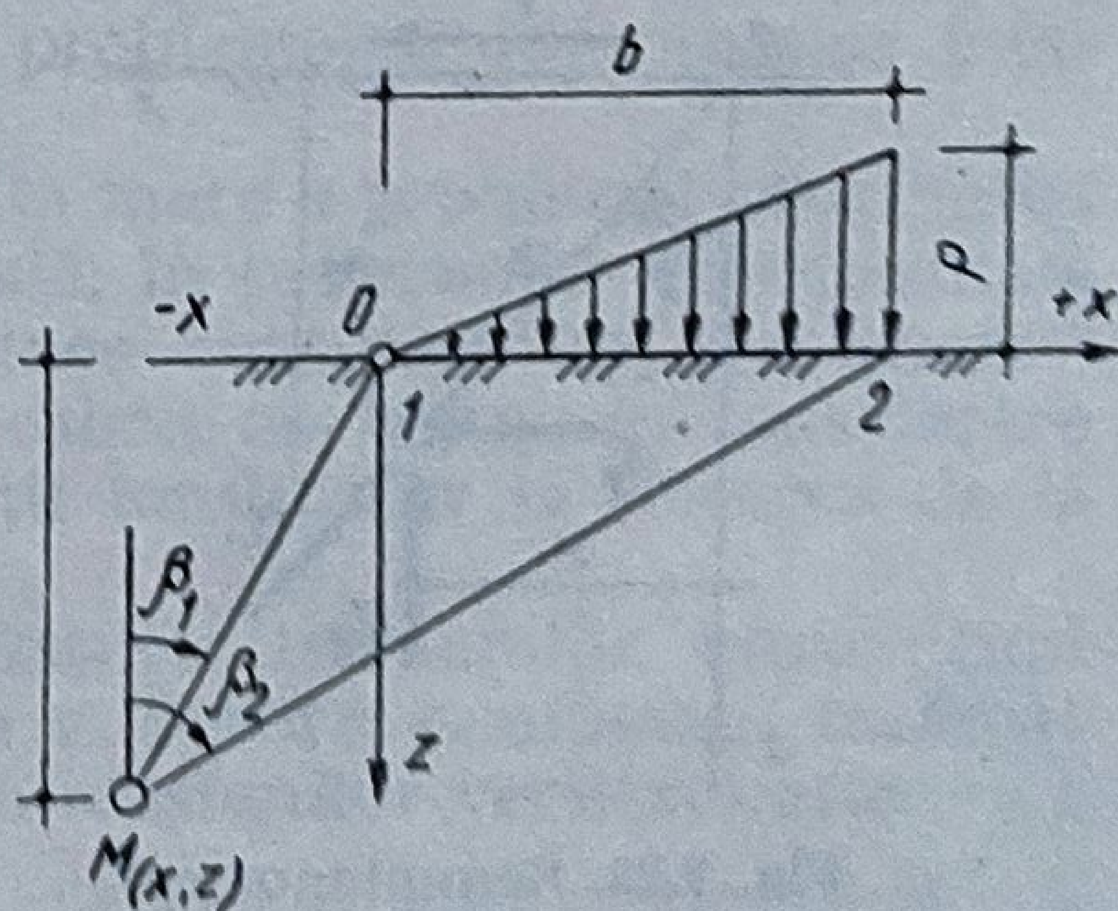


Fig. 7.22. Notații pentru folosirea tabelului 7.7.

care poate fi scrisă sub forma

$$\sigma_z = p I'_f, \tag{7.44}$$

unde I'_f se dă în tabelul 7.7 funcție de rapoartele $\frac{x}{b}$ și $\frac{z}{b}$, sensul axei x fiind precizat în figura 7.22.

TABELUL 7.7

Coeficienţii de influenţă I_f pentru calculul lui σ_z în cazul fîşiei încărcate cu o forţă liniar variabilă (triunghiulară)

$\frac{z}{b}$ \ $\frac{x}{b}$	—1,5	—1,0	—0,5	0,0	0,25	0,50	0,75	1,0	1,5	2,0	2,5
0,00	0	0	0	0	0,25	0,50	0,75	0,50	0	0	0
0,25	—	—	0,001	0,073	0,256	0,480	0,643	0,424	0,015	0,003	—
0,50	0,002	0,003	0,023	0,127	0,263	0,410	0,477	0,353	0,056	0,017	0,003
0,75	0,006	0,016	0,042	0,153	0,248	0,335	0,361	0,293	0,108	0,024	0,009
1,00	0,014	0,025	0,061	0,159	0,223	0,275	0,279	0,241	0,129	0,045	0,013
1,50	0,020	0,048	0,096	0,145	0,178	0,200	0,202	0,185	0,124	0,062	0,041
2,00	0,033	0,061	0,092	0,127	0,146	0,155	0,163	0,153	0,108	0,069	0,050
3,00	0,050	0,064	0,080	0,096	0,103	0,104	0,108	0,104	0,090	0,071	0,050
4,00	0,051	0,060	0,067	0,075	0,078	0,085	0,082	0,075	0,073	0,060	0,049
5,00	0,047	0,052	0,057	0,059	0,062	0,063	0,063	0,065	0,061	0,051	0,047
6,00	0,041	0,041	0,050	0,051	0,052	0,053	0,053	0,053	0,050	0,050	0,045

Cu ajutorul coeficienţilor I_f şi I'_f se pot determina, prin suprapunerea efectelor, tensiunile σ_z, pentru cazul curent întîlnit în practică, cînd semiplanul este încărcat cu o diagramă trapezoidală de presiuni.

7.3.3. FORŢĂ ORIZONTALĂ, ACŢIONÎND LA SUPRAFAŢA SEMIPLANULUI

Tensiunile într-un punct $M(x, z)$ din semiplan (fig. 7.23) pot fi stabilite cu relaţiile :

$$\sigma_x = \sigma_r \sin^2 \beta = \frac{2Q}{\pi r} \sin^3 \beta = \frac{2Q}{\pi} \frac{x^3}{(x^2+z^2)^2}; \tag{7.45}$$

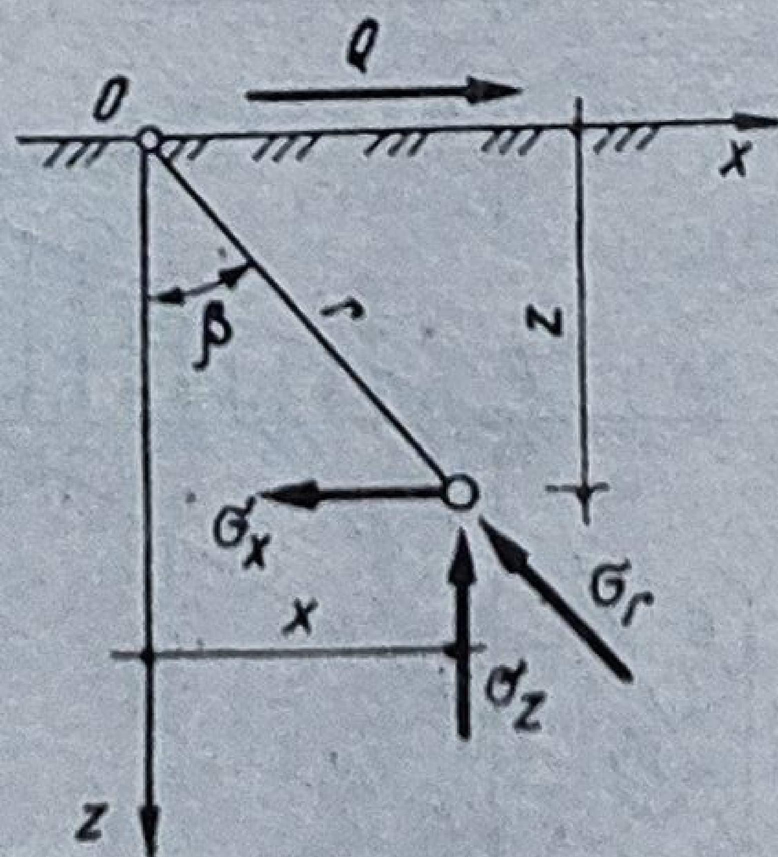


Fig. 7.23. Semiplanul acţionat de o forţă concentrată orizontală.

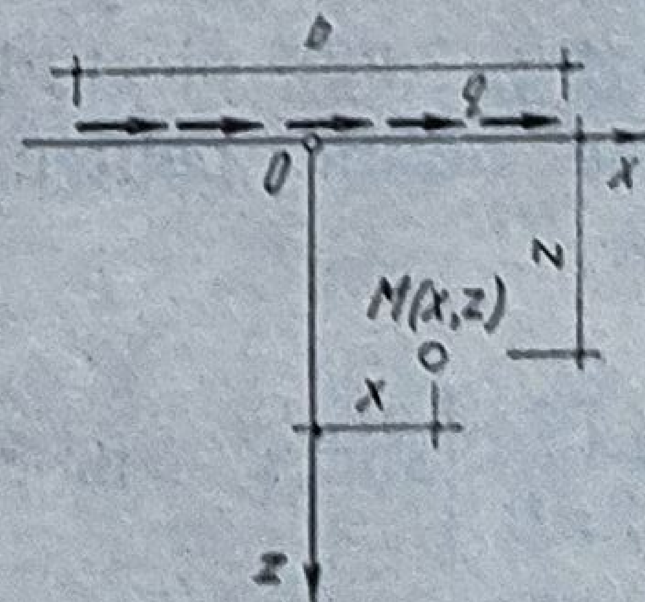


Fig. 7.24. Semiplanul acţionat de o forţă uniform distribuită orizontală.

$$\sigma_z = \sigma_r \cos^2 \beta = \frac{Q}{\pi r} \sin 2\beta \cos \beta = \frac{2Q}{\pi} \frac{xz^2}{(x^2+z^2)^2}, \tag{7.46}$$

$$\tau_{xz} = \tau_{zx} = \tau = \sigma_r \sin \beta \cos \beta = \frac{Q}{\pi r} \sin^2 \beta \cos \beta = \frac{2Q}{\pi} \frac{x^2 z}{(x^2+z^2)^2}. \tag{7.47}$$

Pentru semiplanul acționat de o sarcină uniform distribuită, orizontală, pe o fișie de lățime b (fig. 7.24), tensiunea σ_z va fi :

$$\sigma_z = \frac{8q}{\pi} \cdot \frac{bz^2}{(b^2+x^2+z^2)^2 - 4b^2x^2}. \tag{7.48}$$

Cu ajutorul relației (7.48) se studiază distribuția tensiunii σ_z în cazul construcțiilor înalte, care transmit încărcări orizontale mari la talpa fundației.

7.4. INFLUENȚA ANIZOTROPIEI ȘI A NEOMOGENITĂȚII TERENULUI ASUPRA DISTRIBUȚIEI TENSIUNILOR

Formulele de calcul prezentate au la bază următoarele ipoteze :

— terenul a fost considerat ca mediu semiinfinit, continuu, omogen, izotrop și liniar deformabil ;

— s-a neglijat efectul greutății proprii ;

— modificările de volum, ca urmare a reducerii volumului porilor, au fost neglijate ;

— starea de tensiuni în semispațiu este simetrică în raport cu axa Oz ;

— există continuitate în distribuția tensiunilor în masa de pămînt.

Terenul nu răspunde însă integral acestor ipoteze, înseamnă că rezultatele ce se obțin prin aplicarea relațiilor stabilite vor fi cu atît mai aproape de realitate, cu cît cazul dat, de teren și încărcare, se apropie mai mult de ipotezele enumerate. Depozitele naturale care constituie terenul de fundare sînt, mai mult sau mai puțin, anizotrope în toate direcțiile.

Luarea în considerare a variației proprietăților mecanice în plan orizontal, complică foarte mult calculele, fiind necesară introducerea unui număr mare de parametri ai terenului, pentru finalizarea soluțiilor. Chiar dacă în teoria aplicată a elasticității se dau soluții mai complete pentru calculul tensiunilor și al deformațiilor, gradul lor de dificultate face ca domeniul de aplicabilitate în rezolvarea problemelor din practica inginerească să fie foarte restrîns.

Avînd în vedere importanța și frecvența mare a problemei distribuției tensiunilor σ_z și a deformațiilor pe verticală, în problemele de capacitate portantă și tasare a terenurilor sub acțiunea construcțiilor, s-a urmărit îmbunătățirea și dezvoltarea relațiilor de calcul cu luarea în considerare a anizotropiei pe verticală și a continuității tensiunilor la trecerea de la un strat la altul.

Unii autori au încercat corectarea relațiilor tensiunilor, introducînd un coeficient, numit *factor de concentrare* ν. Pentru semiplanul încărcat cu o sarcină concentrată, relația de calcul a tensiunilor verticale este

$$\sigma_z = \frac{\nu P}{2\pi} \frac{z}{R^{\nu+2}}. \tag{7.49}$$

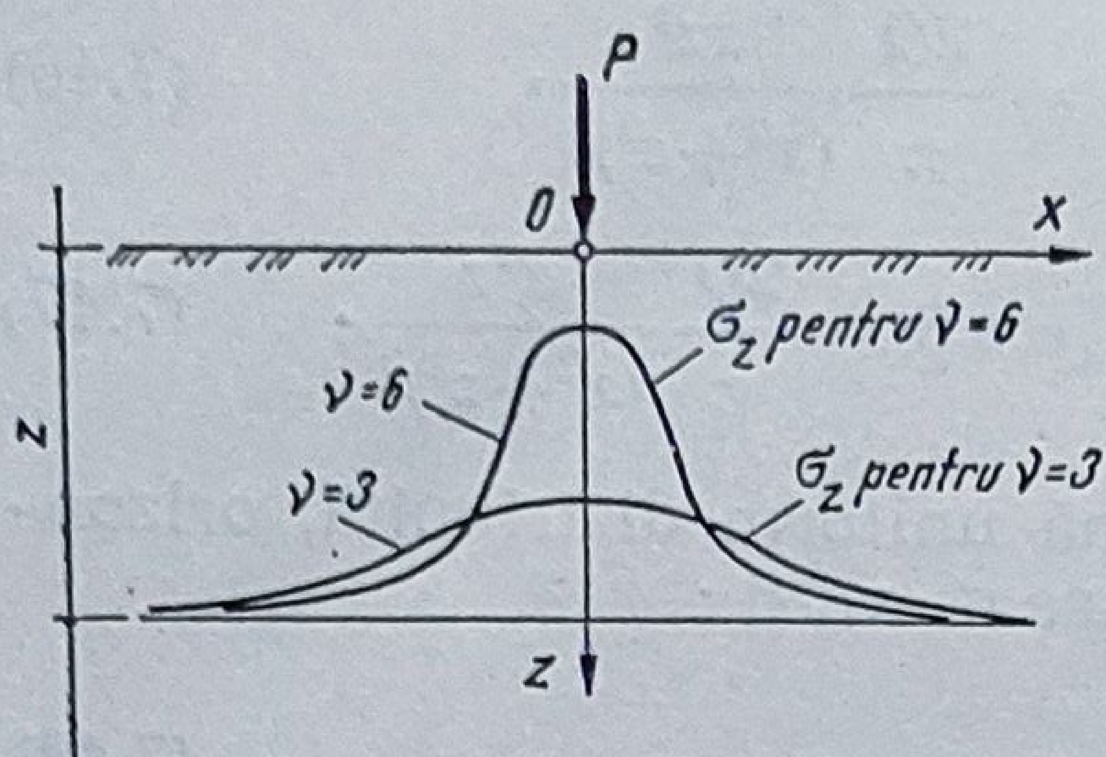


Fig. 7.25. Influența factorului de concentrare ν.

Dacă $\nu=3$, relația corespunde celei stabilite în teoria elasticității ; pentru $\nu=4$, corespunde unui material la care modulul de deformație crește cu adîncimea.

Cu cît factorul de concentrare este mai mare, cu atît tensiunea verticală este mai mare pe linia de acțiune a forței și se atenuează mai rapid pe măsura îndepărtării de verticală (fig. 7.25).

Pentru a surprinde diferența de mărime dintre modulul de deformație în plan orizontal E_x și modulul de deformație vertical E_z, se introduce raportul

$$k=\sqrt{\frac{E_x}{E_z}}, \tag{7.50}$$

care permite scrierea tensiunilor verticale σ_z, pentru semispațiul încărcat cu forță concentrată, sub forma

$$\sigma_z=\frac{1+k+k^2}{k\,(1+k)\,\pi}\,\frac{Pz^3}{R^5}, \tag{7.51}$$

iar pentru semiplanul încărcat cu sarcină concentrată, liniar distribuită, sub forma

$$\sigma_z=k\,\frac{2P}{\pi}\cdot\frac{z^3}{r^2r_1^2}, \tag{7.52}$$

unde

$$r^2=x^2+z^2 \text{ și } r_1^2=(kx)^2+z^2.$$

Pentru $E_x=E_y=E_z$, $k=1$, relațiile corespund ipotezelor teoriei elasticității.

Analiza distribuției tensiunilor în terenuri stratificate conduce la concluzia că existența unui strat compresibil așezat pe un strat rigid produce o împrăștiere a tensiunilor pe înălțimea stratului compresibil, iar atunci cînd un strat rigid se află deasupra unui strat compresibil, tensiunile verticale vor înregistra o concentrare pe înălțimea stratului rigid.

În figura 7.26 se prezintă variația tensiunilor σ_z pentru cazul unei fîșii încărcate cu o sarcină distribuită, în cazul mediului bistratificat.

Analizîndu-se factorii care influențează distribuția tensiunilor într-un mediu stratificat, compus dintr-un strat compresibil și unul rigid, s-a constatat că grosimea stratului are o pondere mai mare, raportată la influența frecării în planul de contact dintre cele două strate și la coeficientul lui Poisson. Influența grosimii stratului compresibil este pusă în evidență în figura 7.27. Pentru cazul arătat se dă în tabelul 7.8, raportul σ_z/p, funcție de adîncimea la care se află stratul rigid, respectiv funcție de grosimea stratului compresibil.

În tabelul 7.9 se prezintă același raport pentru calculul tensiunilor la suprafața stratului incompresibil, sub centrul fundației, raport care poate fi folosit pentru calculul tasărilor probabile.

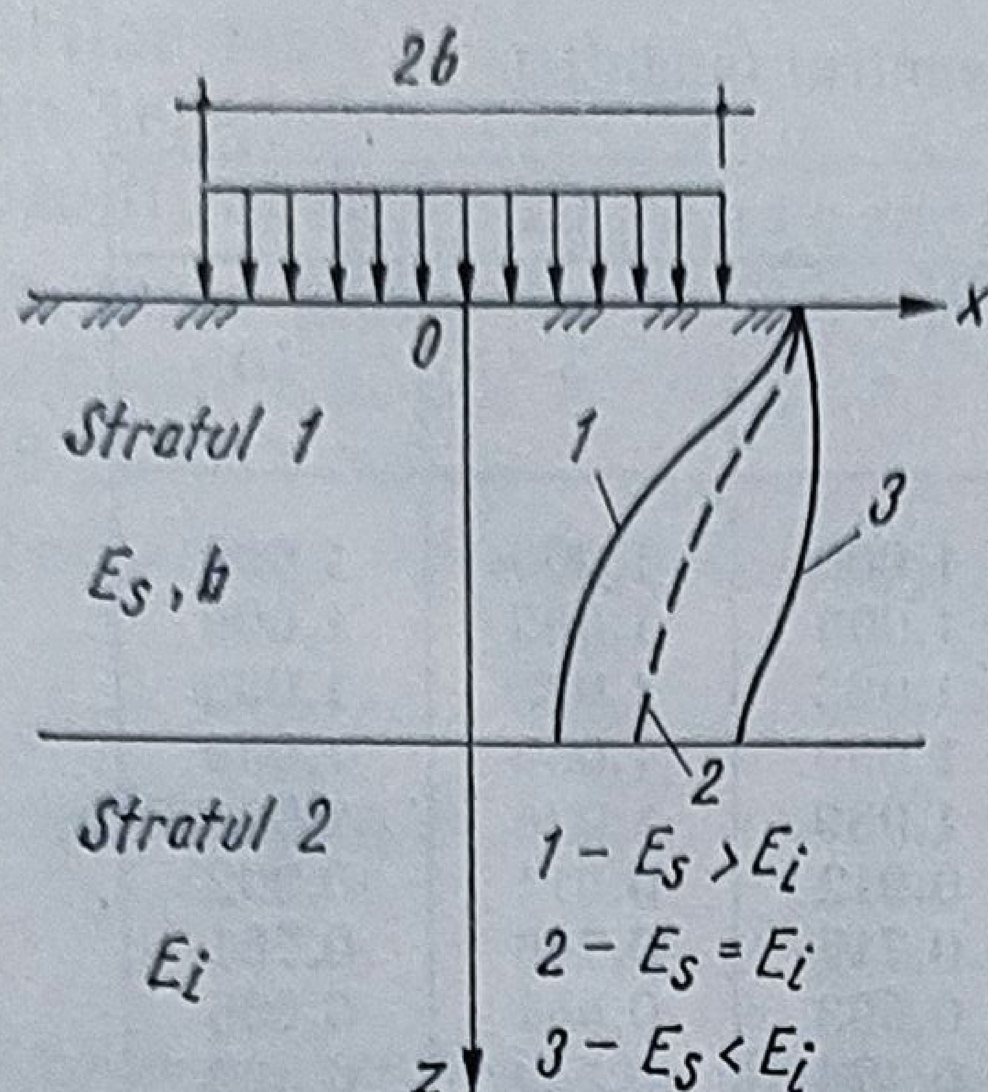


Fig. 7.26. Distribuţia tensiunilor σ_z în mediul bistratificat.

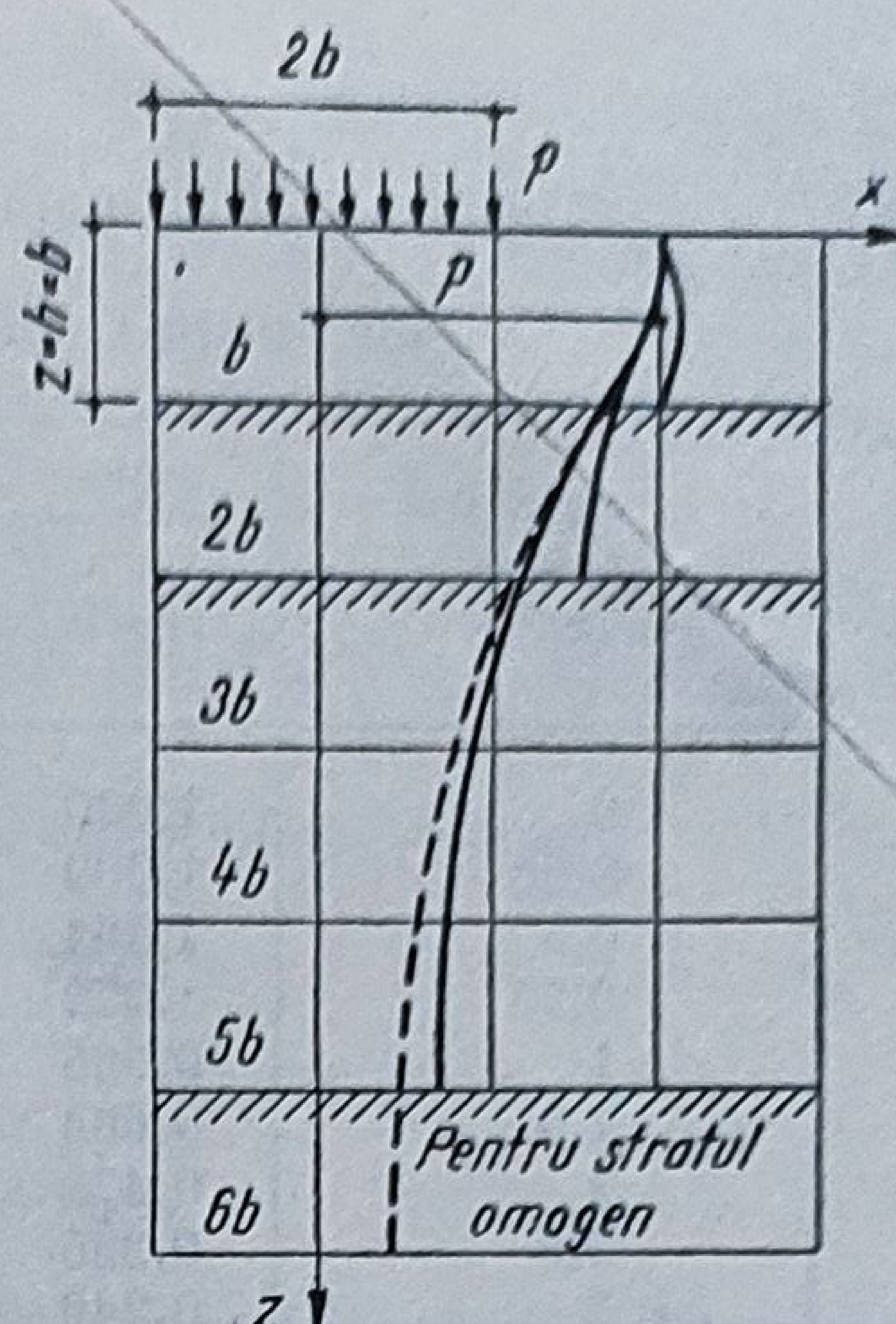


Fig. 7.27. Influenţa grosimii stratului compresibil în mediu bistratificat.

TABELUL 7.8

Raportul $\frac{\sigma_z}{p}$ pentru terenul bistratificat

$\frac{z}{h}$	Stratul rigid situat la adîncimea :		
	$h=b$	$h=2b$	$h=5b$
1,00	1,000	1,00	1,00
0,80	1,009	0,99	0,82
0,60	1,020	0,92	0,57
0,40	1,024	0,84	0,44
0,20	1,023	0,78	0,37
0,00	1,022	0,76	0,36

La realizarea fundaţiilor pe terenuri dificile de fundare se poate proceda la îndepărtarea terenului necorespunzător pe o anumită adîncime şi realizarea unui strat nou, compactat, cu calităţi superioare de rezistenţă şi deformabilitate, pe care se aşază fundaţia. Se realizează în felul acesta un strat rigid deasupra unui strat compresibil. Pentru calculul tensiunilor σ_z pe verticala care trece prin centrul fundaţiei, noul strat cu rigiditate mai mare, caracterizat prin h_p, γ_p şi E_p, poate fi înlocuit cu un strat echivalent de grosime h_e, caracterizat prin proprietăţile γ şi E ale terenului din depozitul natural, transformînd în felul acesta bistratul într-un monostrat :

$$h_e=\alpha h_p \sqrt[n]{\frac{E_p}{E} \frac{\gamma}{\gamma_p}}, \tag{7.53}$$

unde $\alpha=0,9\ldots1,0$ şi $n=2,5\ldots3,0$.

Relaţia de mai sus stă la baza dimensionării pernelor de pămînt şi balast.

TABELUL 7.9

Raportul $\frac{\sigma_z}{p}$ la suprafaţa stratului incompresibil, situat sub un strat compresibil, sub centrul fundaţiei

$\frac{h}{b}$	Cerc	Dreptunghi (a/b)			
	$R=b$	1	2	3	10
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,25	1,009	1,009	1,009	1,009	1,009
0,5	1,064	1,053	1,033	1,033	1,033
0,75	1,072	1,082	1,059	1,059	1,059
1	0,965	1,027	1,039	1,026	1,025
1,5	0,684	0,762	0,912	0,911	0,902
2	0,473	0,541	0,717	0,769	0,761
2,5	0,335	0,395	0,593	0,651	0,636
3	0,249	0,298	0,474	0,549	0,560
3,5	0,148	0,186	0,314	0,392	0,439
5	0,098	0,125	0,222	0,287	0,359
7	0,051	0,065	0,113	0,170	0,262
10	0,025	0,032	0,064	0,093	0,181
20	0,006	0,008	0,016	0,024	0,068
50	0,001	0,001	0,003	0,005	0,014

7.5. STAREA DE TENSIUNE DATORATĂ GREUTĂŢII PROPRII A PĂMÎNTULUI. PRESIUNEA GEOLOGICĂ

Pe lîngă tensiunile din încărcări exterioare, mai apar în masivul de pămînt şi tensiuni provocate de greutatea proprie a pămîntului situat deasupra punctului considerat.

În punctul M, la adîncimea z faţă de orizontala terenului, (fig. 7.28), coloana de pămînt de înălţime z şi greutate volumică γ provoacă tensiunile σ_{gz}, date de relaţia

$$\sigma_{gz}=\gamma_z. \tag{7.54}$$

Pentru un pămînt cu γ=constant, variaţia tensiunilor verticale este lineară şi funcţie de adîncimea z.

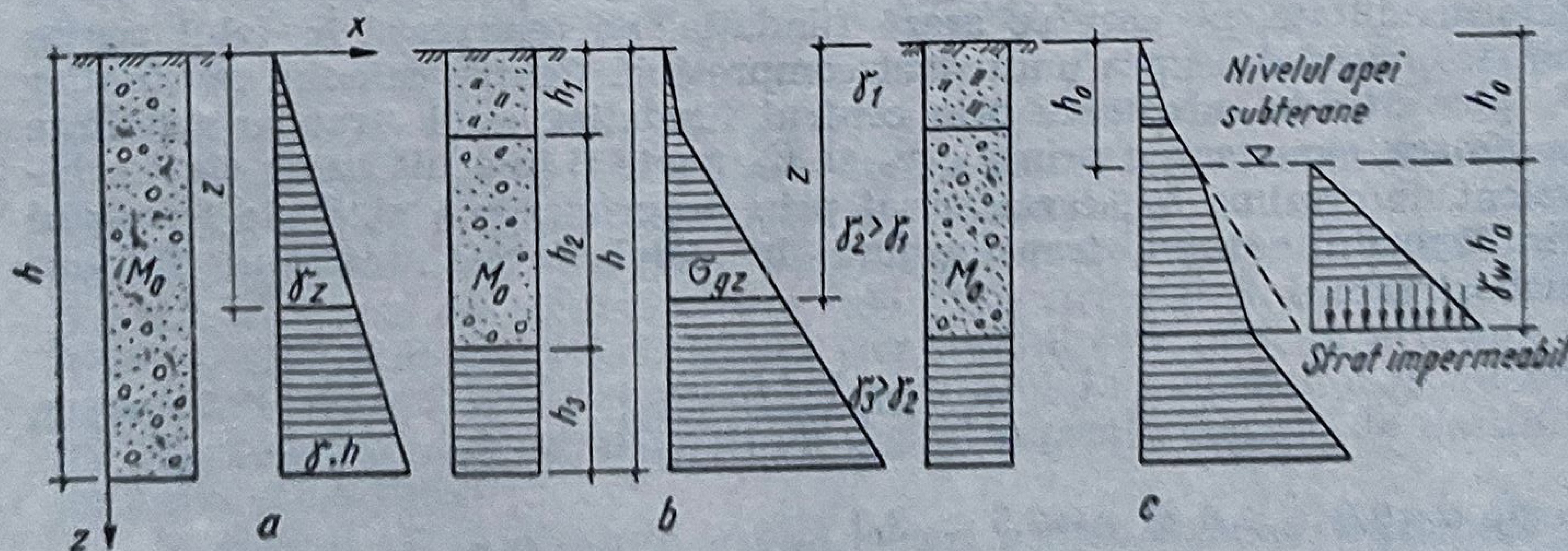


Fig. 7.28. Variaţia tensiunilor din greutatea proprie a pămîntului: *a* — teren omogen; *b* — teren stratificat; *c* — teren stratificat în prezenţa apei subterane.

Tensiunile verticale, provocate în masivul de pămînt de către greutatea proprie a acestuia, se mai numește și *presiune geologică*. Cunoașterea presiunii geologice prezintă importanță la calculul capacității portante și a tasărilor terenurilor de fundare. Atît timp cît încărcările aduse de construcții terenului nu depășesc presiunea geologică, nu se înregistrează tasări, ele fiind deja consumate sub efectul presiunii geologice.

În cazul pămînturilor stratificate, variația tensiunilor σ_{gz} cu adîncimea este tot lineară, avînd însă, așa cum se vede din figura 7.28, *b* panta diferită de la un strat la altul.

Tensiunea verticală la adîncimea *z* este dată de expresia

$$\sigma_{gz}=\gamma_1 h_1+\gamma_2 (z-h_1), \tag{7.55}$$

iar la adîncimea *H*,

$$\sigma_{gH}=\gamma_1 h_1+\gamma_2 h_2+\gamma_3 h_3. \tag{7.56}$$

Pentru pămînturile nisipoase situate sub nivelul apei subterane, diagrama de variație a presiunii geologice suferă o schimbare de pantă la nivelul apei subterane (fig. 7.28, c). Tensiunea totală la adîncimea *z* este dată de expresia

$$\sigma_{gz}=\gamma_1 h_1+\gamma_2' (h_0-h_1)+\gamma_2' (z-h_0)+\gamma_w (z-h_0)=\gamma_1 h_1+ +\gamma_2 (h_0-h_1)+\gamma_{sat} (z-h_0). \tag{7.57}$$

Schimbarea de pantă se datorește greutății aparente a pămîntului sub apă γ', a cărei valoare este mai mică decît γ.

Dacă pentru o stratificație sub nivelul apei subterane, care se află așezată pe un strat impermeabil se ia în calcul γ, atunci asupra stratului impermeabil se va considera efectul hidrostatic al apei.

Nu trebuie scăpat din vedere faptul că deasupra nivelului apei subterane, la nivelul meniscurilor capilare, se manifestă încărcarea pe verticală dată de presiunea capilară, ca o sarcină uniform distribuită de intensitate $\gamma_w h_c$.

Tensiunile verticale sînt însoțite de tensiuni orizontale a căror valoare rezultă din condiția ca deformațiile specifice orizontale să fie nule :

$$\sigma_{gx}=\sigma_{gy}=\frac{\mu}{1-\mu}\sigma_{gz}=k_0\sigma_{gz}, \tag{7.58}$$

în care k_0 reprezintă coeficientul împingerii laterale în stare de repaus. Tensiunile σ_{gz} sînt tensiuni principale maxime, iar tensiunile care lucrează în plan orizontal sînt tensiuni principale minime.

7.6. STUDIUL TENSIUNILOR VERTICALE ÎN TEREN PE CALE EXPERIMENTALĂ

La analiza teoretică a distribuției tensiunilor s-a considerat că fundația este un element flexibil. Rigiditatea fundației influențează însă hotărîtor legea de repartizare a presiunilor pe suprafața de contact și în consecință și distribuția tensiunilor și a deformațiilor în masa terenului de fundare.

Pentru a verifica domeniul de aplicabilitate a relaţiilor obţinute s-au efectuat numeroase încercări experimentale pe elemente la scară naturală sau pe modele la scară redusă, folosindu-se în general tehnica măsurării presiunilor pe suprafaţa de contact sau a tensiunilor în adîncime, în paralel cu deformaţiile ce le însoţesc. Din încercările efectuate s-au desprins importante concluzii cu privire la comportarea pămîntului sub acţiunea încărcărilor date de construcţii.

7.6.1. DISTRIBUŢIA PRESIUNILOR PE SUPRAFAŢA DE CONTACT

Încercările experimentale efectuate de Kögler şi Scheidig, folosind modele de formă circulară, aşezate pe nisip (fig. 7.29), încărcate astfel încît presiunea medie p_m să fie aceeaşi pe fiecare model, conduc la următoarele concluzii :

Presiunea este maximă în centrul suprafeţei de contact şi scade, ca mărime, raportată la p_m, pe măsură ce creşte suprafaţa de contact. Cu cît

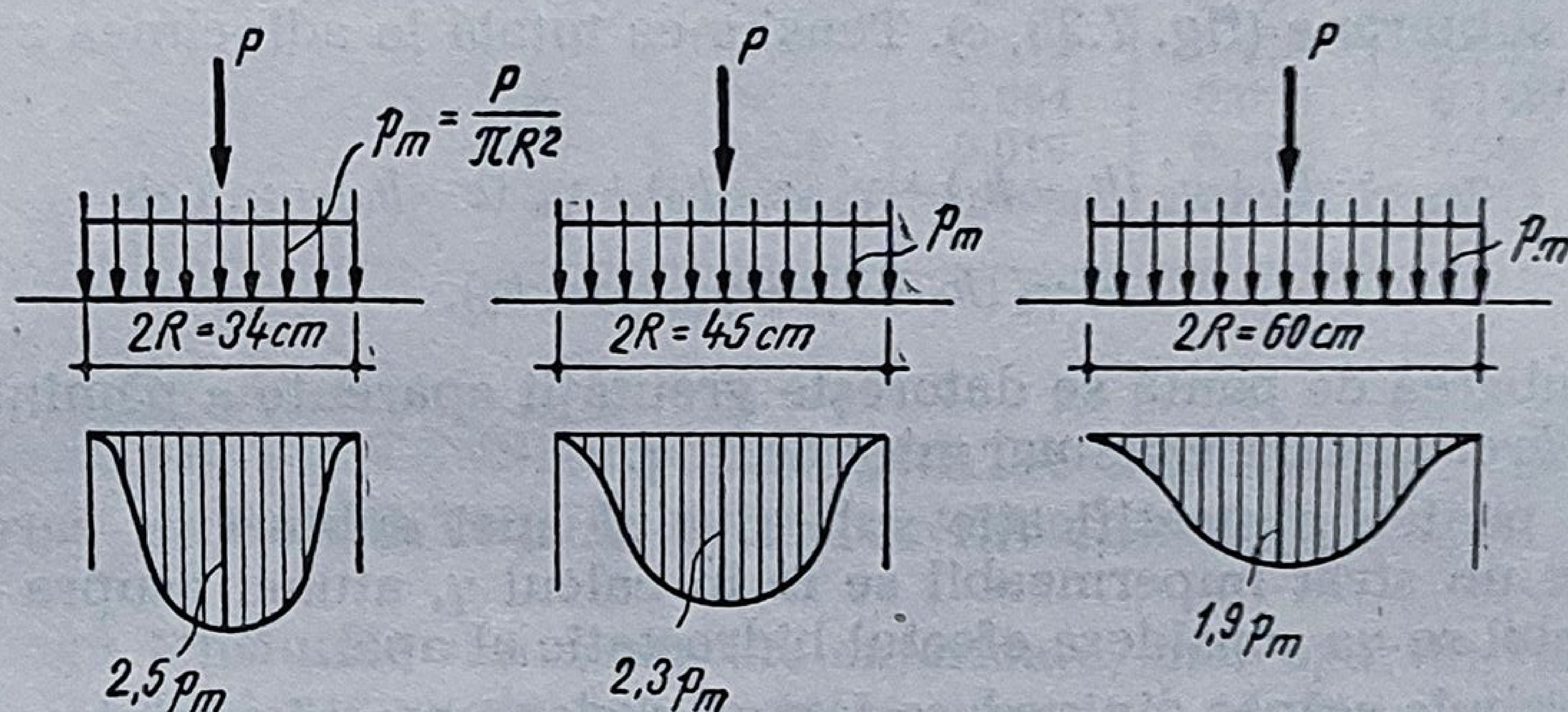


Fig. 7.29. Încercări experimentale pe modele circulare rigide.

ne îndepărtăm de centrul suprafeţei încărcate, presiunile scad, ajungînd ca pe contur valoarea lor să fie zero. Acest mod de repartizare a presiunilor se explică prin faptul că granulele de nisip din zona conturului fundaţiei pot uşor refula lateral.

În ipoteza unor tasări uniforme sub o fundaţie rigidă, rezultă tensiuni a căror valoare tind la infinit pentru conturul fundaţiei, fiind minime în centrul acesteia.

Încercările efectuate pe pămînturi la care se manifestă influenţa coeziunii pun în evidenţă o distribuţie a presiunilor de contact în formă de şa, cu valori minime în centrul plăcii şi maxime la contur, rezultat asemănător cu cel obţinut teoretic, numai că tensiunile pe contur au valori finite, ele neputînd depăşi o valoare limită care conduce la curgerea plastică (fig. 7.30). Placa fiind rigidă, tasarea provocată de o forţă concentrată P este uniformă.

Tot prin încercări experimentale s-a constatat că în momentul în care din încărcarea exterioară P se atinge pe suprafaţa de contact presiunea maximă de cedare plastică a terenului — în zona centrală a fundaţiei în cazul nisipului şi pe contur în cazul terenului argilos — sporind încărcarea exterioară P cu ΔP, terenul nemaiputînd prelua tensiuni în zonele în care a apărut cedarea plastică, se produce o redistribuire a tensiunilor spre zona

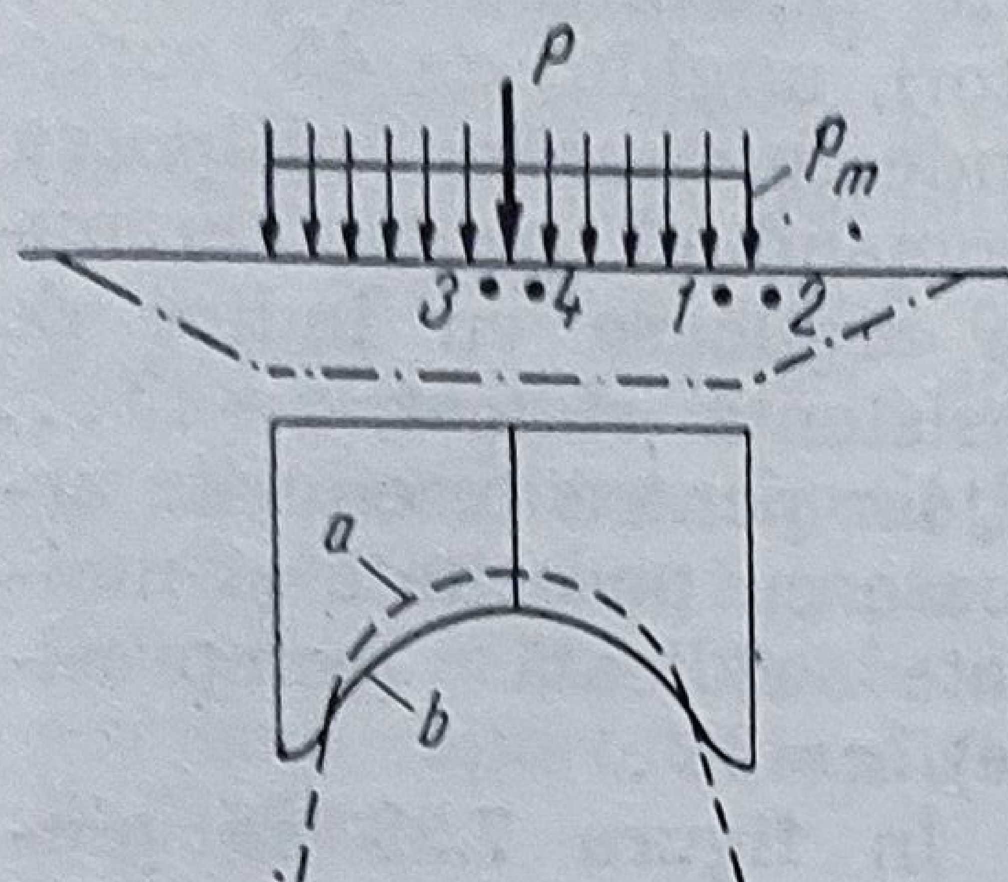


Fig. 7.30. Distribuția presiunilor pe suprafața de contact în cazul terenurilor coezive :
a — teoretic; *b* — experimental.

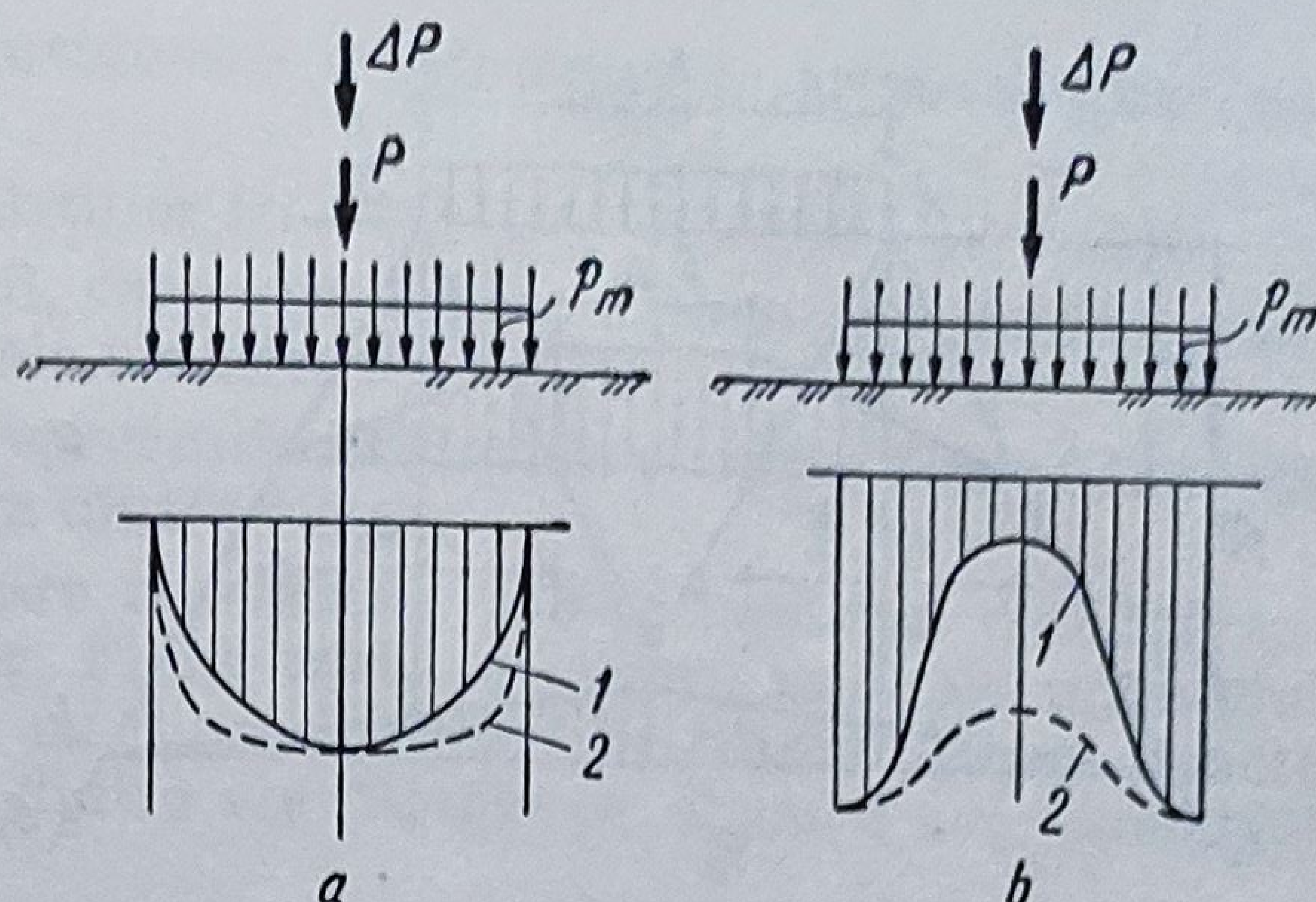


Fig. 7.31. Redistribuirea presiunilor pe suprafața de contact :
a — în cazul nisipurilor; *b* — în cazul argilelor.

mai puțin solicitată. Cu cît încărcarea exterioară va crește mai mult, cu atît tendința spre o distribuție liniară a presiunilor va fi mai accentuată (fig. 7.31), motiv ce justifică aplicabilitatea modelului distribuției liniare a presiunilor pe suprafața de contact.

7.6.2. DISTRIBUȚIA TENSIUNILOR VERTICALE ÎN ADÎNCIME

Studiind modul de distribuție a tensiunilor verticale în adîncime se poate constata o bună corelare cu distribuția obținută teoretic. În figura 7.32 se prezintă rezultatele încercărilor efectuate de K ö g l e r și S c h e i d i g, care confirmă că există o concentrare a tensiunilor pe verticala centrului fundației. Tensiunile maxime scad pe măsură ce crește adîncimea, extinzîndu-se pe o suprafață din ce în ce mai mare.

Constatările experimentale permit o metodă mai simplă pentru stabilirea diagramei de variație a tensiunilor verticale pe plane orizontale situate la diferite adîncimi z (fig. 7.33).

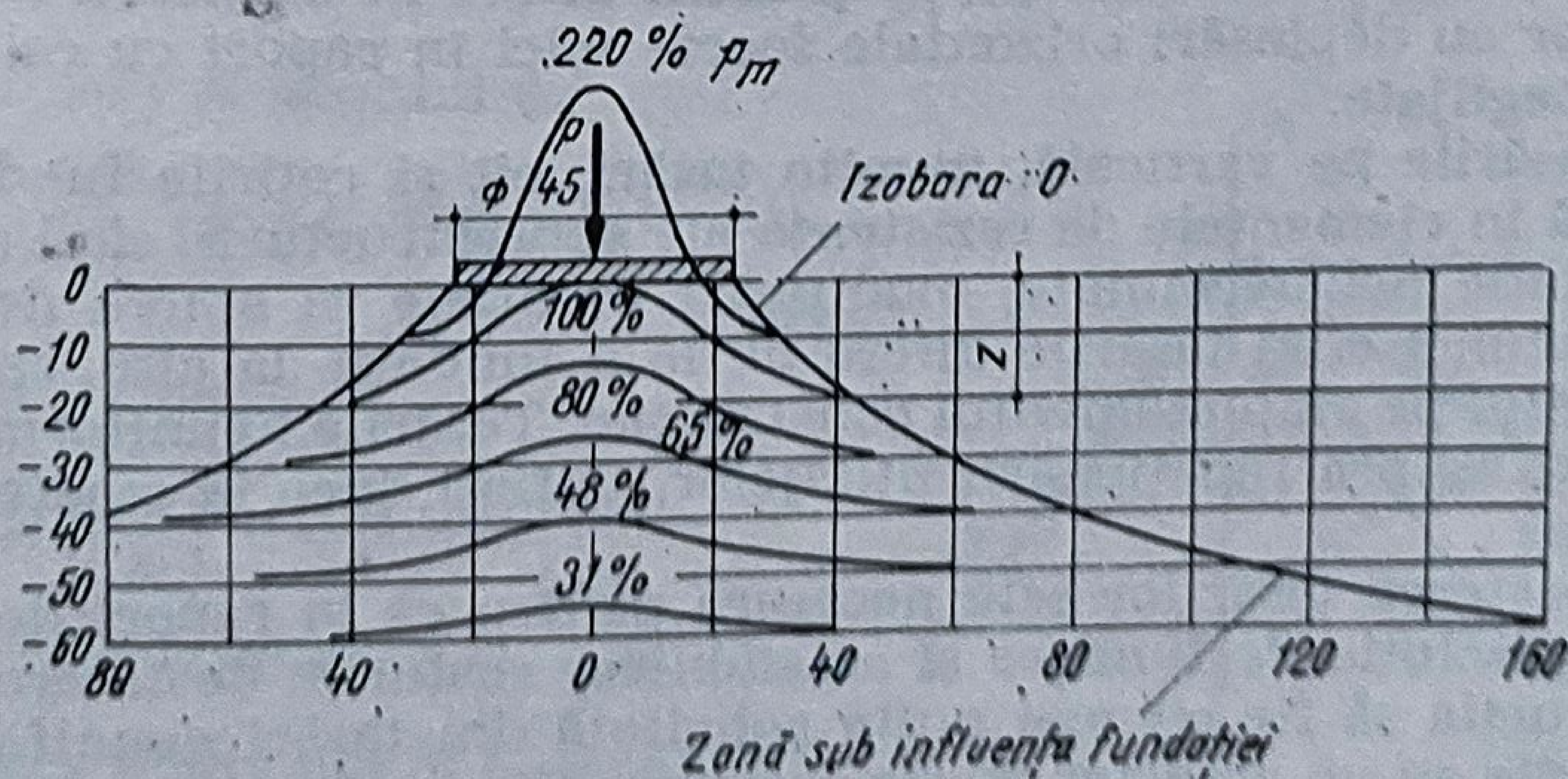


Fig. 7.32. Diagrama tensiunilor verticale în adîncime în cazul nisipurilor.

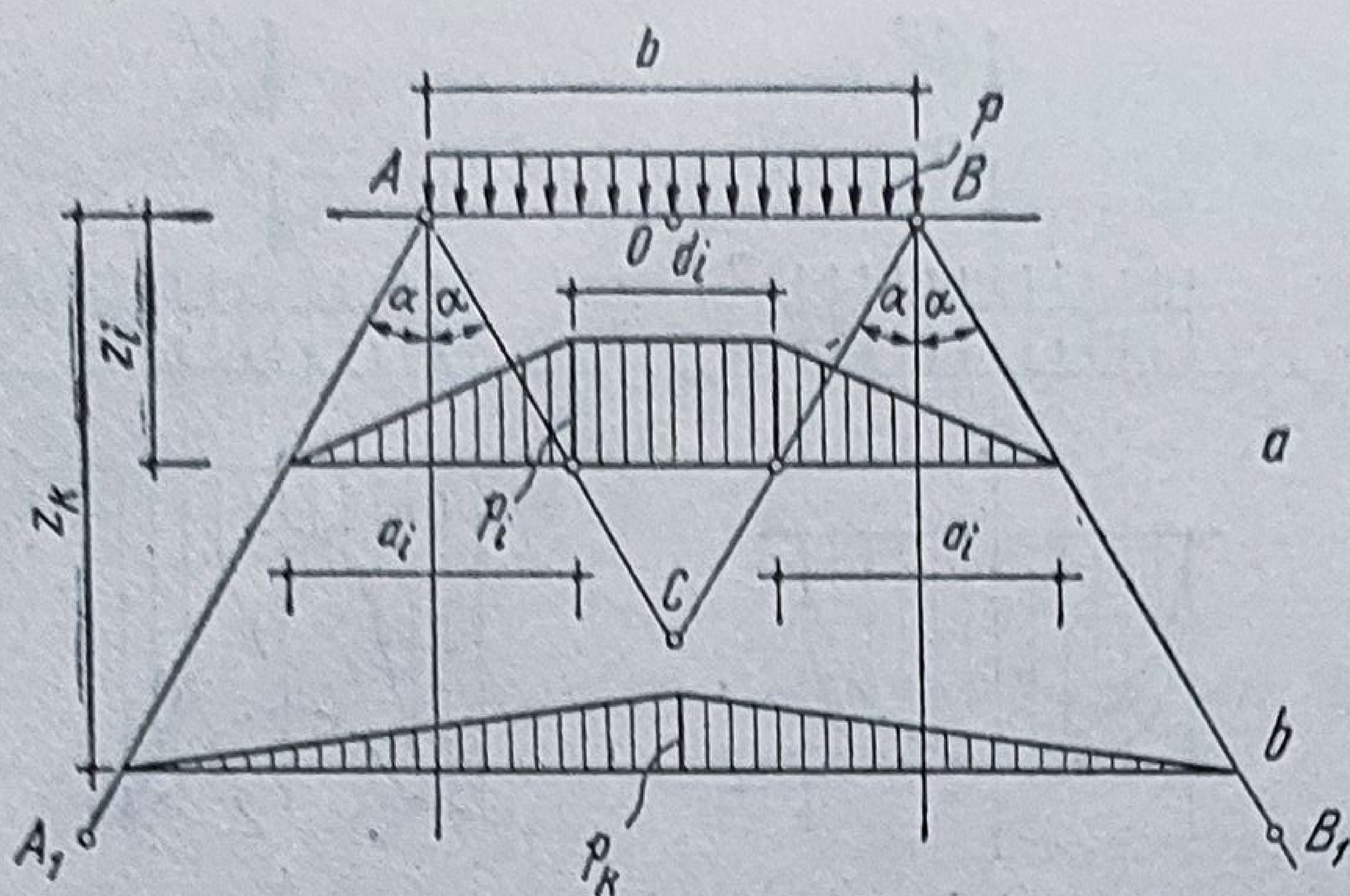


Fig. 7.33. Distribuția tensiunilor verticale după metoda împrăștierii unghiulare, în cazul unei fundații continue.

Unii autori recomandă unghiul α de 45°, pentru toate terenurile. După alți autori, unghiul $\alpha=45°$ corespunde terenurilor nisipoase, recomandînd pentru terenurile argiloase cu indice de consistență ridicat, $\alpha=45\ldots60°$, iar pentru terenurile argiloase cu porozitate și umiditate ridicată (compresibile), $\alpha=30°$.

În figura 7.33 se prezintă o metodă de determinare a variației lui σ_z cu adîncimea pentru o fundație continuă de lățime b, încărcată cu o sarcină distribuită p.

Coincidența rezultatelor obținute pe cale experimentală cu rezultatele obținute pe cale teoretică justifică aplicarea modelului semispațiului și semiplanului liniar deformabil la calculul terenului de fundare.

CAPITOLUL 8

CALCULUL DEFORMAȚIILOR TERENULUI DE FUNDARE

8.1. GENERALITĂȚI

Starea de tensiuni provocată de încărcările pe care construcțiile le transmit este însoțită de o stare de deformații. Deformațiile pămîntului produc asupra fundațiilor deplasări pe verticală, deplasări pe orizontală și rotiri. Construcțiile și lucrările de pămînt aflate în echilibru sub acțiunea încărcărilor au deplasări orizontale foarte mici în raport cu cele verticale, putînd fi neglijate.

Deplasările pe verticală, numite tasări, cît și rotirile fundațiilor, pot să producă în elementele de rezistență ale suprastructurii, cînd acestea sînt sisteme static nedeterminate, modificări esențiale în starea de solicitare, mai ales atunci cînd tasările diferă de la o fundație la alta, sau de la un punct la altul pe amplasamentul construcției. Tasările neuniforme au efecte negative și asupra funcționării utilajelor, putînd duce la scoaterea lor din exploatare.

Cunoașterea tasărilor este necesară pentru că în raport de acestea se finalizează soluția de fundare și se stabilesc rosturile de tasare, astfel încît construcția să fie cît mai puțin solicitată din tasări neuniforme.

Tasările au un caracter foarte complex, fiind influențate de natura pămîntului, de condițiile de încărcare, de mărimea și de forma suprafeței fundației.

Sub aspectul luării în considerare a influenței tasărilor asupra construcției se definesc :

— tasarea absolută a fundațiilor izolate ;

— tasarea medie a clădirii, care este media aritmetică a tasărilor absolute în cel puțin trei puncte ale construcției ;

— tasarea relativă, care reprezintă diferența de tasare a două fundații învecinate, raportată la distanța dintre ele ;

— înclinarea fundației, care reprezintă rotirea fundației datorită acțiunii excentrice a încărcărilor. Fiind vorba de valori mici ale unghiului de rotire, se mai poate defini ca fiind diferența de tasare a două puncte extreme raportată la distanța dintre ele (lungimea, lățimea sau diametrul fundației) ;

— încovoierea relativă, exprimată prin raportul între săgeată și lungimea părții de construcție care se încovoaie.

Metodele aplicate pentru calculul tasărilor pot fi :

— metode care conduc la obținerea directă a tasărilor prin aplicarea relațiilor oferite de teoria elasticității, pentru calculul deformațiilor, relații cu aplicabilitate numai în domeniul de proporționalitate între eforturi și deformații ;

— metode care pornesc de la cunoașterea modulului de distribuție a tensiunilor verticale în teren, sub acțiunea încărcărilor date de construcție, pe toată adîncimea zonei active.

8.2. CALCULUL TASĂRILOR PE BAZA RELAȚIILOR TEORIEI ELASTICITĂȚII

8.2.1. SEMISPAȚIUL ÎNCĂRCAT CU O FORȚĂ CONCENTRATĂ

Deformația pe verticală a unui punct $M(x, y, z)$, (fig. 8.1), rezultă din expresia :

$$w=\frac{1+\mu}{2E}\left[\left(\frac{z}{R}\right)^2+2(1-\mu)\right]\frac{P}{R}=\frac{1+\mu}{2\pi E}\left[\left(\frac{z}{R}\right)^2+2(1-\mu)\right]\frac{r}{R}\cdot\frac{P}{r} \quad (8.1)$$

sau, funcție de r și unghiul ψ,

$$w=\frac{1+\mu}{2\pi E}\cdot\frac{P}{r}\sin\psi\,[\cos^2\psi+2(1-\mu)]. \quad (8.2)$$

Dacă se notează

$$(1+\mu)\left[\left(\frac{z}{R}\right)^2+2(1-\mu)\right]\frac{r}{R}=$$

$$=(1+\mu)\sin\psi\,[\cos^2\psi+2(1-\mu)]=A_r,$$

atunci tasarea punctului $M(x, y, z)$ va fi

$$w=s=\frac{A_r}{2\pi E}\,\frac{P}{r}. \quad (8.3)$$

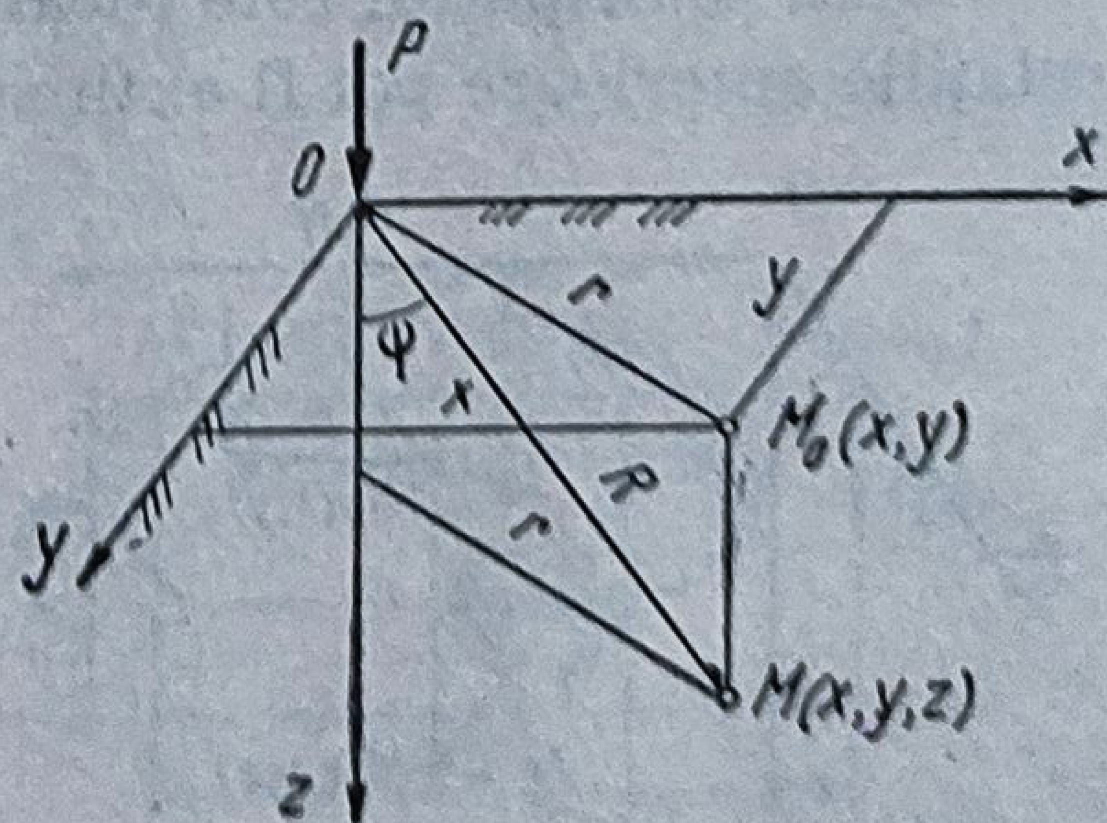


Fig. 8.1. Tasarea semispațiului încărcat cu o forță concentrată.

Semnificația notațiilor este dată în figura 8.1, iar valorile coeficientului A_r în tabelul 8.1, funcție de raportul r/z.

Tasarea punctelor de pe suprafața semispațiului se obține din relația (8.3), pentru $z=0$.

$$s_0=w_0=\frac{1-\mu^2}{\pi E}\cdot\frac{P}{r}. \qquad (8.4)$$

TABELUL 8.1

Coeficientul de influență A_r pentru calculul tasărilor unui punct în semispațiul încărcat cu o forță concentrată

$\frac{r}{z}$	Coeficientul						
	0,20	0,25	0,27	0,30	0,35	0,40	0,42
0,05	0,1556	0,1560	0,1558	0,1556	0,1549	0,1536	0,1530
0,10	0,3093	0,3097	0,3096	0,3092	0,3076	0,3051	0,3038
0,15	0,4589	0,4595	0,4593	0,4586	0,4562	0,4523	0,4504
0,20	0,6028	0,6034	0,6031	0,6021	0,5988	0,5935	0,5908
0,25	0,7396	0,7401	0,7396	0,7382	0,7338	0,7270	0,7236
0,30	0,8681	0,8683	0,8676	0,8657	0,8602	0,8518	0,8477
0,35	0,9874	0,9873	0,9863	0,9838	0,9771	0,9670	0,9621
0,40	1,0973	1,0966	1,0952	1,0921	1,0840	1,0722	1,0664
0,45	1,1974	1,1960	1,1943	1,1905	1,1809	1,1672	1,1606
0,50	1,2880	1,2857	1,2836	1,2790	1,2678	1,2522	1,2447
0,60	1,4417	1,4375	1,4344	1,4281	1,4136	1,3940	1,3846
0,70	1,5628	1,5563	1,5521	1,5440	1,5260	1,5022	1,4911
0,80	1,6563	1,6573	1,6419	1,6320	1,6104	1,5826	1,5697
0,90	1,7278	1,7161	1,7096	1,6978	1,6728	1,6411	1,6266
1,00	1,7819	1,7677	1,7601	1,7465	1,7182	1,6829	1,6668
1,25	1,8649	1,8450	1,8348	1,8173	1,7817	1,7384	1,7189
1,50	1,9050	1,8804	1,8682	1,8474	1,8061	1,7565	1,7344
1,75	1,9232	1,8948	1,8811	1,8578	1,8120	1,7561	1,7334
2,00	1,9320	1,9007	1,8856	1,8604	1,8112	1,7531	1,7273
2,50	1,9364	1,9011	1,8843	1,8564	1,8024	1,7392	1,7113
3,00	1,9355	1,8975	1,8797	1,8501	1,7932	1,7268	1,6975
4,00	1,9308	1,8900	1,8710	1,8395	1,7793	1,7094	1,6787
5,00	1,9280	1,8857	1,8661	1,8337	1,7718	1,7002	1,6688
7,00	1,9248	1,8813	1,8611	1,8278	1,7644	1,6912	1,6591
10,00	1,9223	1,8780	1,8575	1,8238	1,7596	1,6842	1,6530

Dacă semispațiul este încărcat cu mai multe forțe concentrate (fig. 8.2) relațiile anterioare pot fi extinse, prin suprapunere de efecte, obținîndu-se :

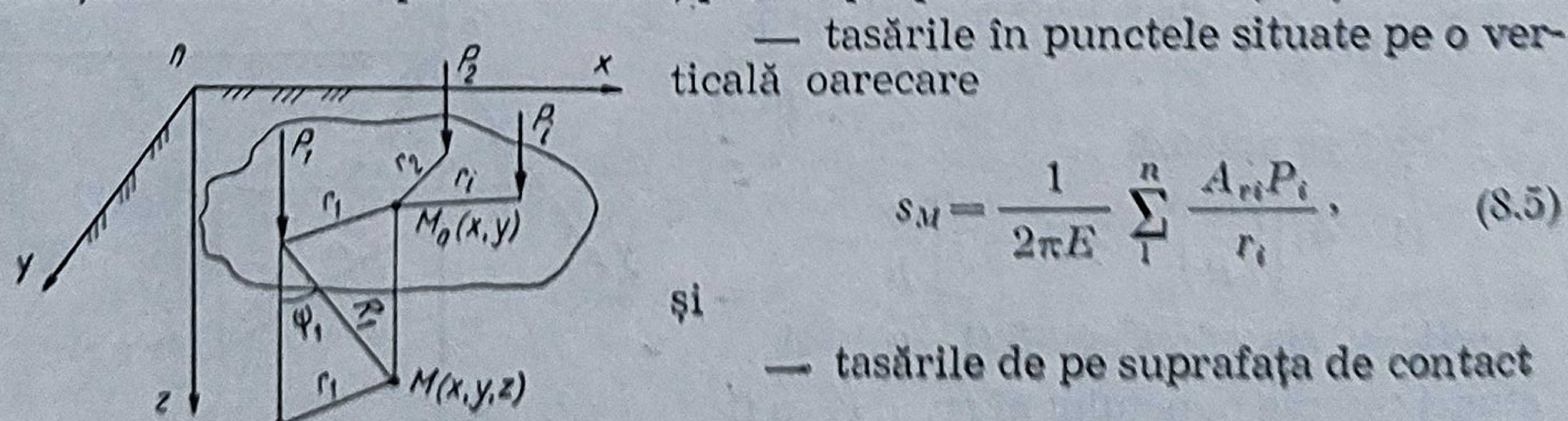


Fig. 8.2. Tasarea semispațiului încărcat cu mai multe forțe concentrate.

— tasările în punctele situate pe o verticală oarecare

$$s_M=\frac{1}{2\pi E}\sum_1^n\frac{A_{ri}P_i}{r_i}, \qquad (8.5)$$

și

— tasările de pe suprafața de contact

$$s_0=\frac{1-\mu^2}{\pi E}\sum_1^n\frac{P_i}{r_i}. \qquad (8.6)$$

8.2.2. SEMIPLANUL ÎNCĂRCAT CU O FORȚĂ CONCENTRATĂ, UNIFORM DISTRIBUITĂ

Tasarea într-un punct $M_0(x, 0)$ situat pe suprafața încărcată a semiplanului (fig. 8.3), poate fi calculată cu relația

$$w_0 = s_0 = 2\frac{1-\mu^2}{\pi E} P \cdot \ln\frac{d}{x} \cdot \quad (8.7)$$

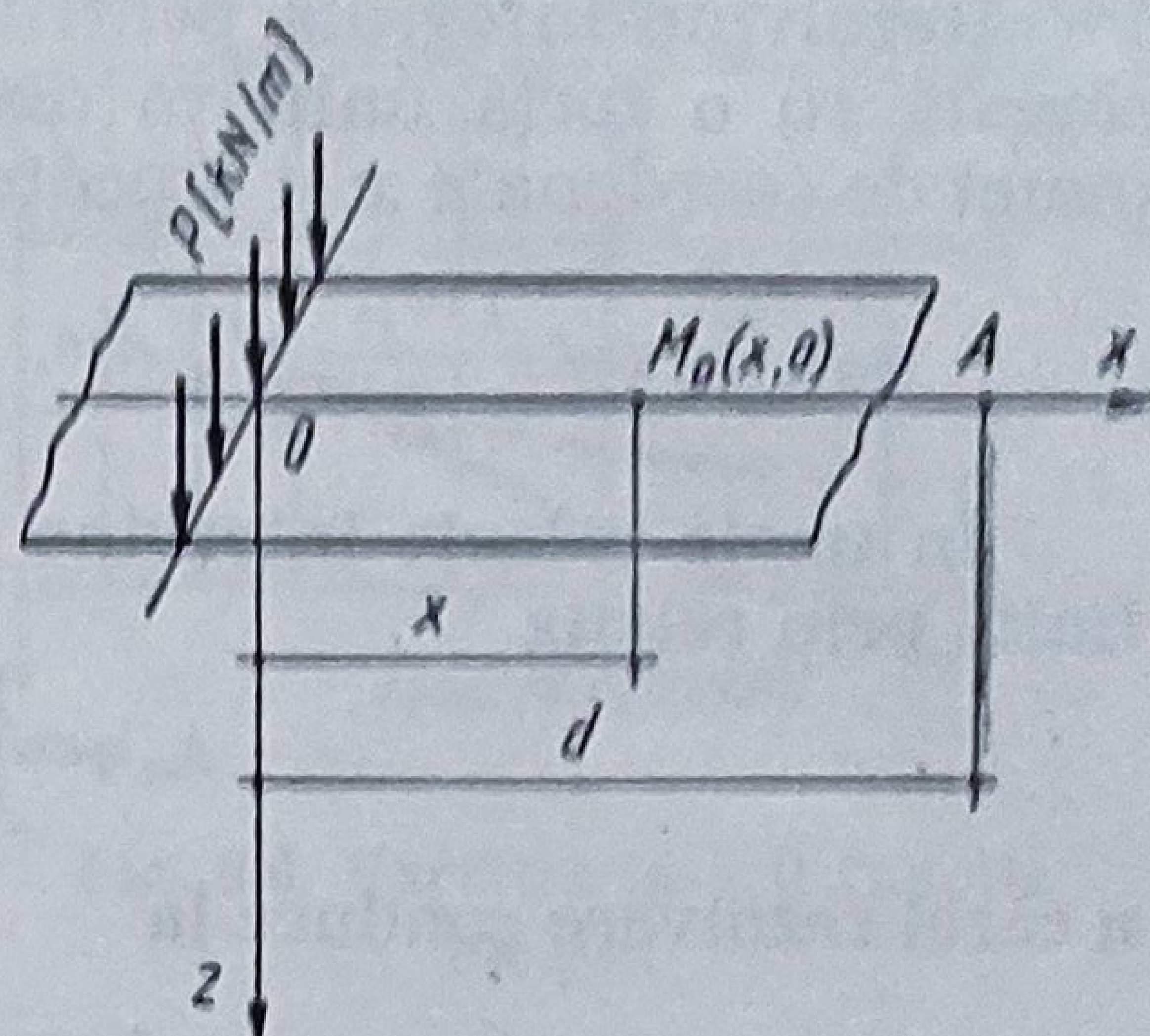


Fig. 8.3. Tasarea semiplanului încărcat cu o forță liniar concentrată.

Tasarea obținută este o tasare raportată la un punct A cuprins în suprafața semiplanului la o distanță arbitrară d, în afara zonei de influență a forței P.

Plecînd de la relațiile prezentate pentru semispațiu și semiplan, pot fi stabilite relații pentru calculul tasărilor în diferite condiții de încărcare.

8.2.3. TASAREA ÎN CAZUL SUPRAFEȚELOR DE ÎNCĂRCARE CU CONTUR ÎNCHIS

Dacă suprafața F a semispațiului este încărcată cu o forță distribuită $p(x, y)$, considerînd o suprafață elementară $dx \cdot dy$, în punctul $I(x_i, y_i)$ (fig. 8.4), tasarea într-un punct $M(x, y)$, de pe suprafața de contact dată de sarcina concentrată, $P_i = p_i(x_i y_i)\,dx\,dy$, va fi

$$\Delta s_0 = \frac{1-\mu^2}{\pi E} \frac{p_i(x_i, y_i)\,dx\,dy}{r_i}. \quad (8.8)$$

Prin integrare se obține tasarea totală în punctul M:

$$s_{0M} = w_{0M} = \frac{1-\mu^2}{\pi E} \iint_F \frac{p_i(x_i, y_i)}{\sqrt{(x-x_i)^2+(y-y_i)^2}}\,dx\,dy. \quad (8.9)$$

Rezolvarea integralei conduce la relații pentru calculul tasărilor în puncte caracteristice de pe suprafețe, de diferite forme: circulară, patrată sau dreptunghiulară.

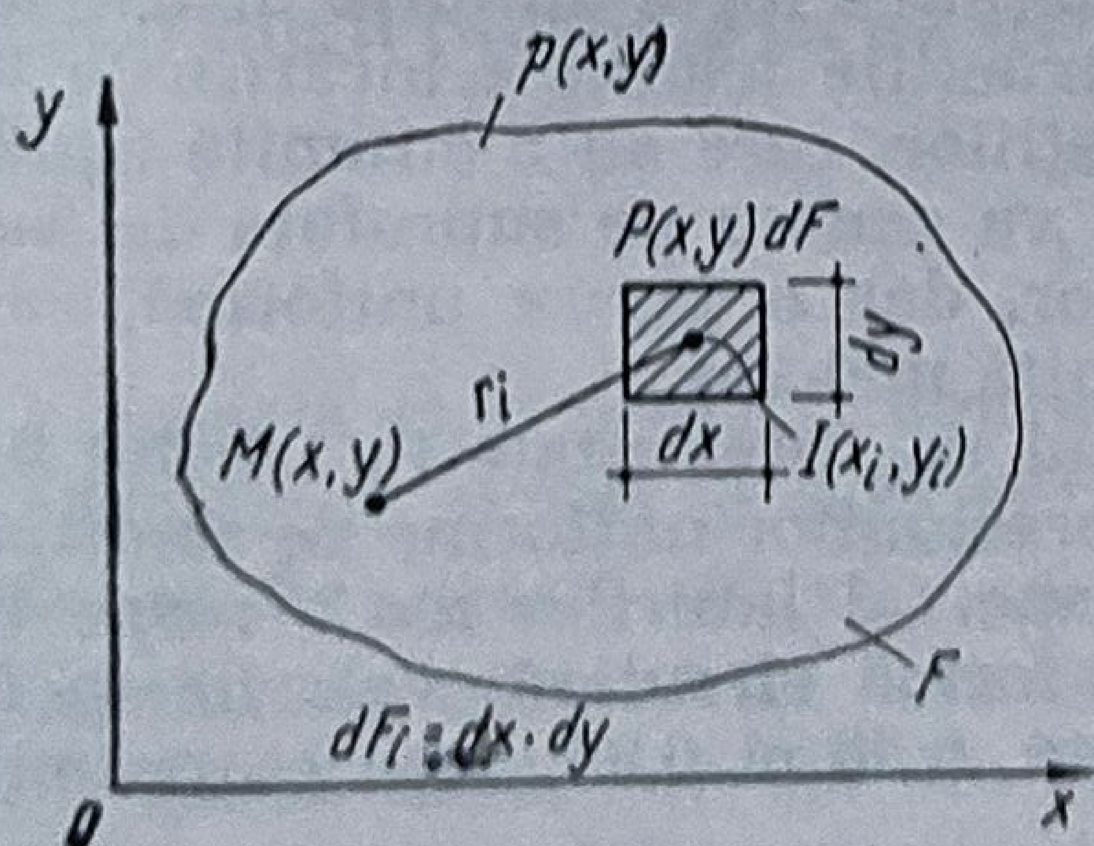


Fig. 8.4. Tasarea în cazul unei suprafețe de contur închis, încărcată cu o forță distribuită.

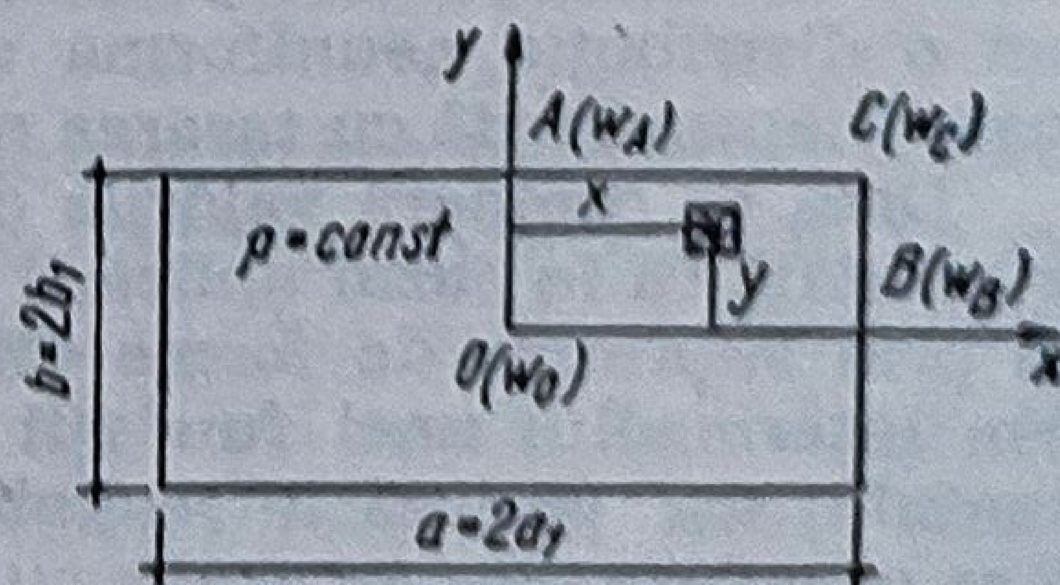


Fig. 8.5. Tasarea în cazul unei suprafețe dreptunghiulare, încărcată cu o forță uniform distribuită.

Rezolvînd integrala pentru o suprafață de formă dreptunghiulară încărcată cu o forță uniform distribuită (fig. 8.5), expresia tasării într-un punct de coordonate x și y poate fi pusă sub forma

$$s=\frac{1-\mu^2}{E}p\sqrt{A}w,\quad s(x,\ y)=\frac{1-\mu^2}{E}p\sqrt{A}w(x,\ y). \tag{8.10}$$

În unele calcule intervine tasarea medie pe suprafața de contact, definită prin relația

$$s_m=\frac{1}{A}\iint s(x,\ y)\ dx\, dy, \tag{8.11}$$

a cărei rezolvare conduce la

$$s_m=\frac{1-\mu^2}{E}p\sqrt{A}w_m. \tag{8.12}$$

Valorile coeficienților $w(x, y)$ pentru diferite puncte O, A, B și C, care depind numai de forma și dimensiunile suprafeței încărcate, sînt date în tabelul 8.2.

TABELUL 8.2

Coeficientul w, pentru calculul tasărilor în puncte caracteristice ale unei suprafețe dreptunghiulare încărcată cu forță uniform distribuită

Suprafața de încărcare	w_m	w_O	w_A	w_B	w_C	Observații
Pătrat $\alpha=1$	0,95	1,12	0,76	0,76	0,56	$\alpha=\frac{a}{b}$
Dreptunghi $\alpha=1,5$	0,94	1,11	0,79	0,73	0,55	
Dreptunghi $\alpha=2,0$	0,92	1,08	0,79	0,69	0,54	
Dreptunghi $\alpha=3,0$	0,88	1,03	0,78	0,64	0,51	
Dreptunghi $\alpha=5,0$	0,82	0,94	0,75	0,57	0,47	
Dreptunghi $\alpha=10$	0,71	0,80	0,67	0,47	0,40	
Dreptunghi $\alpha=100$	0,37	0,40	0,36	0,22	0,20	
Dreptunghi $\alpha=1\,000$	0,63	0,173	0,159	0,093	0,087	
Dreptunghi $\alpha=10\,000$	0,66	0,069	0,065	0,037	0,035	
Cerc	0,96	1,13	—	—	0,72*	
Cerc, fundație rigidă	0,89	0,89	—	—	0,89	

* Pe periferia cercului

În toate cazurile menționate s-a considerat că forța uniform distribuită este transmisă direct semispațiului. Construcțiile transmit încărcările terenului de fundare prin intermediul fundațiilor, care au o anumită rigiditate. Dacă fundația este perfect rigidă, ea va genera pe suprafața de contact o distribuție neuniformă a presiunilor, dar o tasare uniformă, care poate fi aproximată cu tasarea medie, definită mai sus.

Dacă se compară valorile coeficientului w_m, prezentate în tabelul 8.2, se constată că în cazul aplicării directe a presiunilor uniforme pe semispațiu prin suprafețe de forme diferite cu raportul laturilor $\alpha<3$, respectiv prin intermediul unei fundații rigide, de formă circulară, valorile coeficientului w_m variază între limite apropiate, 0,88 și 0,96, ceea ce permite să se calculeze tasarea medie cu relația

$$s_m=0{,}9\frac{1-\mu^2}{E}p\sqrt{A}. \tag{8.13}$$

Analizînd relațiile de calcul stabilite, se vede că tasările sînt funcție de forma și mărimea suprafeței de contact. În figura 8.6 se prezintă graficul de variație a tasărilor medii calculate, comparativ cu graficul tasărilor reale. Practica a confirmat că se obține o bună corelare între tasările calculate și cele măsurate, în cazul fundațiilor de formă pătrată și circulară cu latura sau diametrul pînă la 3 m, pentru fundații dreptunghiulare cu : $\alpha=a/b\leqslant 3$ și $ab\leqslant 12\ m^2$ și pentru fundații continue cu lățimea $b\leqslant 1$ m, în cazul cînd pachetul de straturi compresibile este de 6 . . . 8 m, iar presiunea transmisă de fundație de pînă la 3 daN/cm².

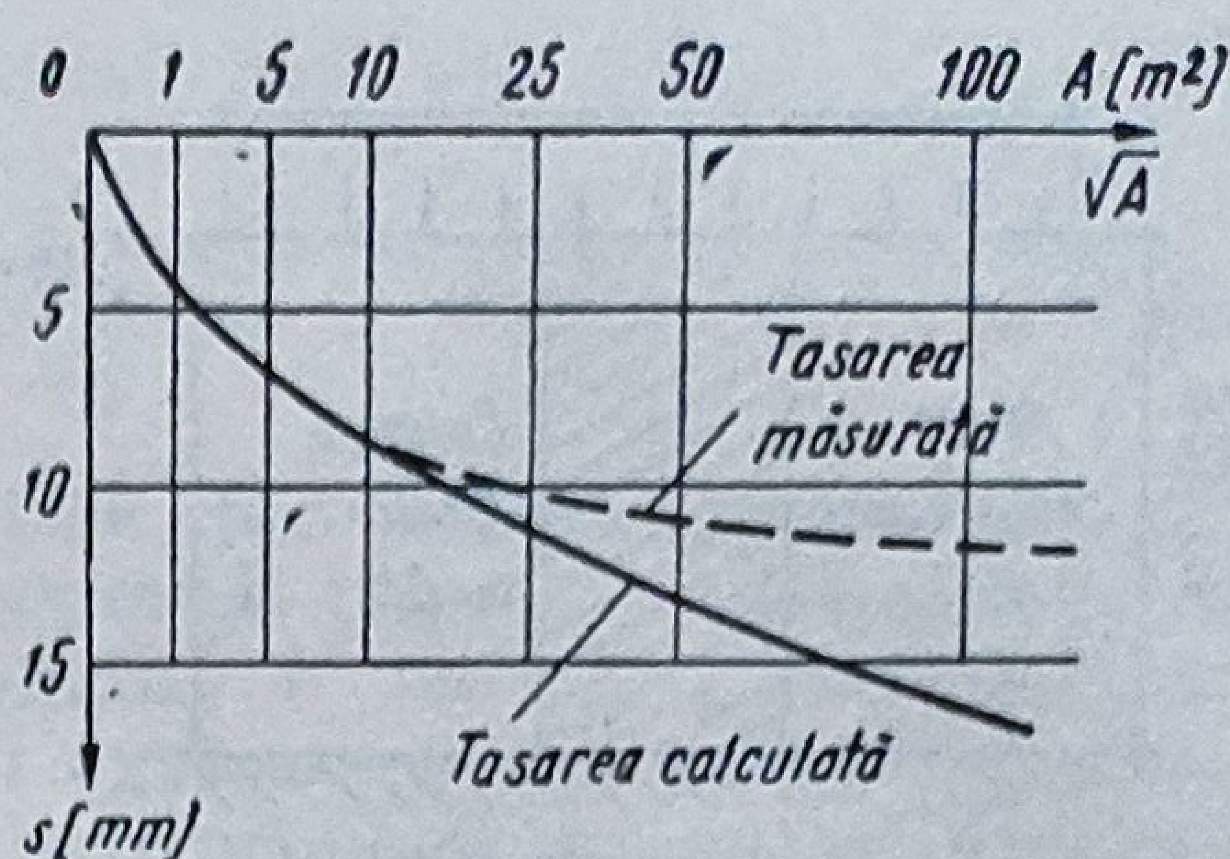


Fig. 8.6. Variația tasării funcție de $\sqrt{A}$.

8.3. CALCULUL TASĂRILOR CU AJUTORUL DISTRIBUȚIEI TENSIUNILOR VERTICALE ÎN TEREN

Aplicîndu-se ipotezele teoriei elasticității se obțin rezultate bune dacă terenul este omogen și are aceleași caracteristici mecanice în toată zona aflată sub influența încărcărilor.

De multe ori, terenul de fundare se compune din straturi de pămînt de grosime finită, cu proprietăți de deformabilitate diferite. În asemenea situații, plecînd de la cunoașterea modului de variație a tensiunilor verticale din greutatea proprie a terenului și din încărcările date de construcție, se pot stabili metode mai convenabile pentru calculul tasărilor.

8.3.1. CALCULUL TASĂRII APLICÎND LEGEA ÎNDESĂRII

La studiul compresibilității s-a arătat că, pentru un teren supus încărcărilor cu deformații laterale împiedicate, deformația specifică pe verticală poate fi calculată cu relația (5.8) :

$$\frac{\Delta h}{h}=\frac{\Delta e}{1+e}.$$

Această lege poate fi aplicată la calculul tasărilor dacă situația dată se apropie de modul în care are loc compresibilitatea în edometru. Se încadrează în această situație, cazurile în care sarcina uniform distribuită transmisă de construcție acționează pe o suprafață mare, stratul tasabil are grosime mică, sub 0,5 din lățimea suprafeței încărcate, fiind situat imediat sub nivelul de acțiune a încărcărilor.

Considerînd un strat compresibil de grosime h (fig. 8.7) avînd sub încărcarea geologică indicele porilor e, acționat pe o suprafață mare cu o

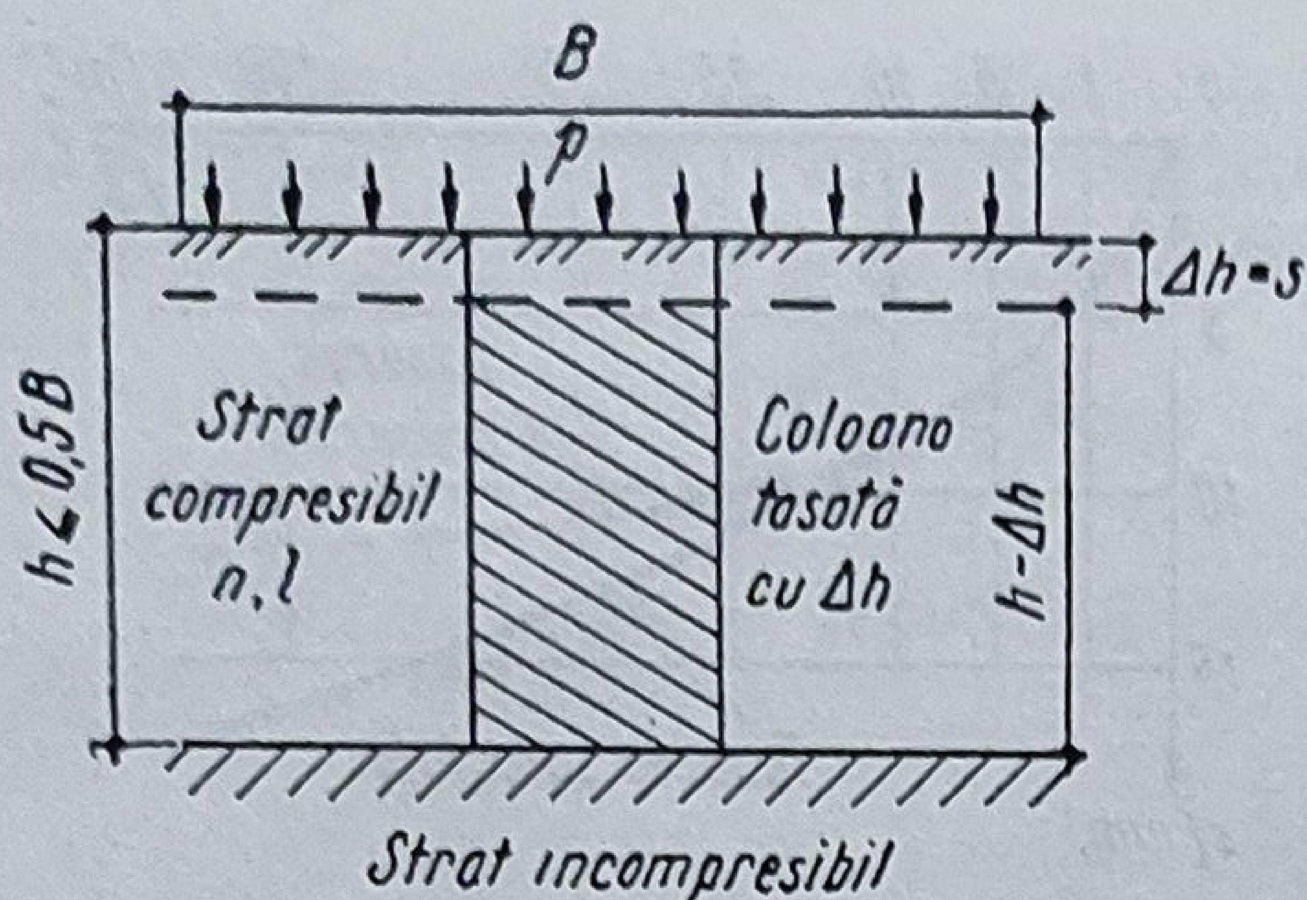


Fig. 8.7. Calculul tasării cu ajutorul legii îndesării.

forță distribuită p, stratul se va deforma pe verticală, respectiv se va tasa, cu mărimea $\Delta h = s$:

$$\frac{\Delta h}{h} = \frac{\Delta e}{1+e} \cdot \frac{p}{p} = \frac{\Delta e}{1+e} \cdot \frac{1}{p}\, p =$$

$$= \frac{a}{1+e}\, p, \qquad (8.14)$$

de unde

$$\Delta h = s = \frac{1}{M}\, ph = m_v ph. \qquad (8.15)$$

8.3.2. METODA ÎNSUMĂRII PE STRATURI ELEMENTARE

Se consideră că o fundație cu suprafața de contact de formă dreptunghiulară $B \cdot L$, așezată la adîncimea de fundare D, transmite terenului presiunea efectivă $p = P/B \cdot L$.

Cum sub acțiunea tensiunilor geologice terenul s-a tasat, tensiunea verticală σ_z, care va produce tasare peste cea geologică, va fi dată de încărcarea netă pe teren:

$$p_n = p - \gamma D, \qquad (8.16)$$

γD, fiind sarcina geologică la nivelul cotei de fundare D.

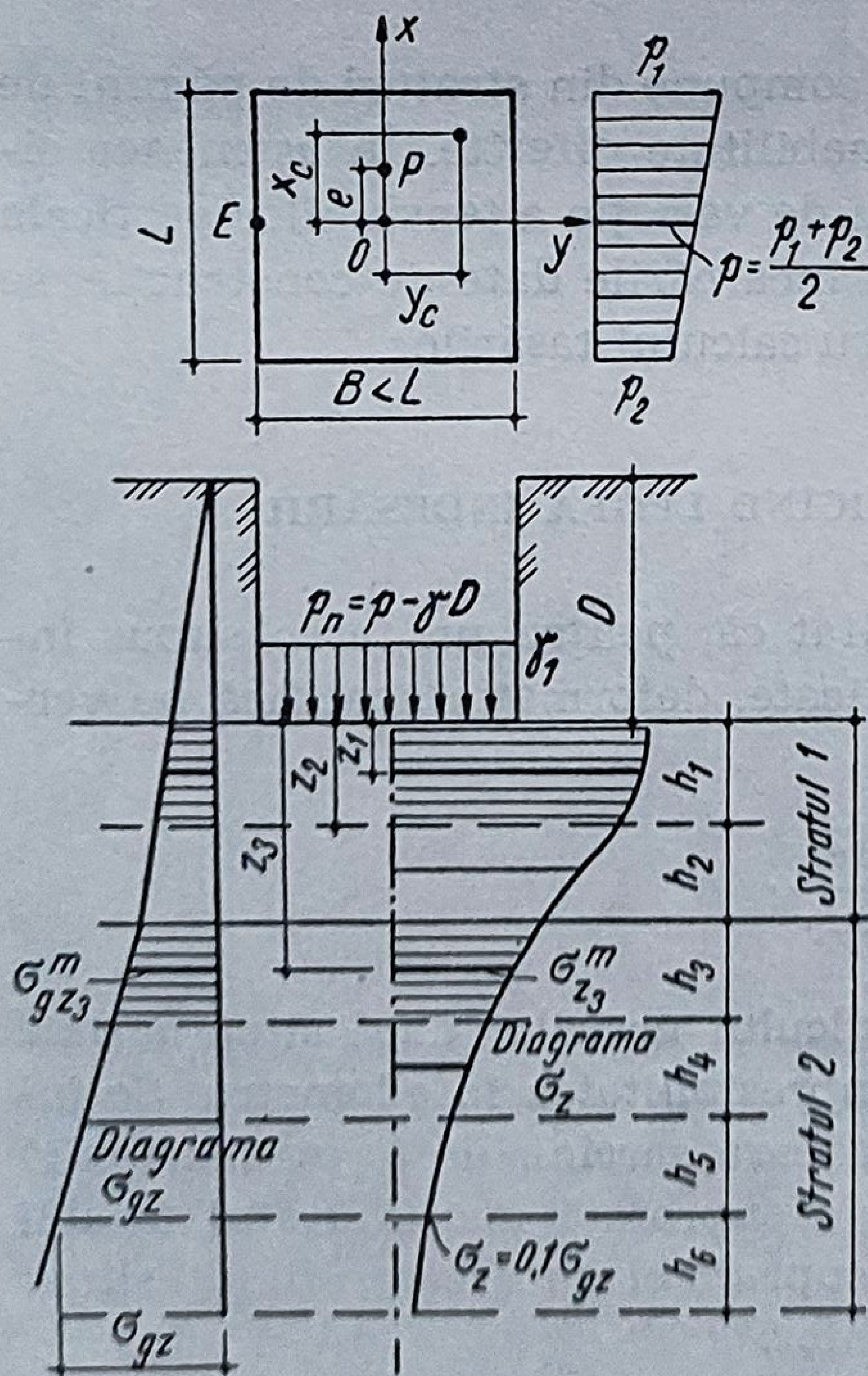


Fig. 8.8. Calculul tasărilor prin metoda straturilor elementare.

Straturile compresibile de sub zona de influență a fundației se împart în straturi elementare de grosime

$$h_i \leqslant 0,4\ B \leqslant 1\ \text{m} \qquad (8.17)$$

astfel ca limita dintre două straturi existente să fie și limita între straturile elementare (fig. 8.8).

Se trasează diagrama de variație a tensiunilor geologice σ_{gz} și a tensiunilor σ_z față de verticala care trece prin punctul în care se calculează tasarea.

În centrul fiecărui strat elementar se determină:

— tensiunea geologică

$$\sigma_{gz} = \gamma\,(z + D)\,; \qquad (8.18)$$

— tensiunea verticală

$$\sigma_z = k_0\,(p - \gamma D)\,; \qquad (8.19)$$

— modulul de deformație edometric.

Tasarea unui strat elementar se obține plecînd de la legea lui Hook — $\varepsilon_i M_i = \sigma_{zi}$ — aplicată sub forma:

$$s_i = \sigma_{zi}\, \frac{h_i}{M_i}\,; \qquad (8.20)$$

însumînd se obține tasarea totală a terenului compresibil aflat în zona activă a fundației :

$$s_t = \sum_{i=1}^{i=n} \sigma_{zi} \frac{h_i}{M_i}. \tag{8.21}$$

În mod obișnuit, calculul tasării se face pentru centrul suprafeței încărcate, pentru care rezultă valoarea maximă a tasării. Pentru colțul suprafeței încărcate se obține valoarea minimă a tasării. Comparîndu-se aceste tasări cu cele măsurate în timpul exploatării construcției, se constată că tasarea efectivă este mai mică decît prima și mai mare decît cea calculată pentru colț. Valoarea tasărilor efective se apropie mai mult de tasarea medie, calculată pentru punctul caracteristic de pe suprafața de contact situat la

$$x_c = 0,557\frac{L}{2} \quad \text{și} \quad y_c = 0,557\frac{B}{2}. \tag{8.22}$$

Adîncimea pînă la care se extinde calculul tasării, numită *zonă activă*, se consideră de la talpa fundației pînă la nivelul la care este satisfăcută condiția

$$\sigma_z \leqslant 0,2\ \sigma_{gz} \quad \text{sau} \quad \sigma_z \leqslant 0,1\ \sigma_{gz}, \tag{8.23}$$

în cazul terenurilor foarte compresibile.

Metoda prezentată are avantajul că permite luarea în considerare a variabilității modulului de deformație cu adîncimea și ține seama de forma și de dimensiunile tălpii fundației.

8.3.3. CALCULUL TASĂRILOR CU AJUTORUL CURBEI DE COMPRESIUNE-TASARE

Metoda constă în folosirea curbei de compresiune-tasare, stabilită în edometru pentru fiecare strat compresibil, cuprins pe adîncimea zonei active. Se procedează, ca în cazul precedent, la împărțirea straturilor compresibile în straturi elementare, trasîndu-se diagramele de variație ale tensiunilor σ_{gz} și σ_z (fig. 8.8). Pe probe recoltate din teren se trasează curba de compresiune-tasare în edometru, pentru fiecare strat.

Se presupune că pentru un strat oarecare i corespunde curba din fig. 8.9. Din acest grafic se poate lua direct tasarea specifică pentru :

$$\sigma_{ti} = \sigma_{gzi} + \sigma_{zi}\,; \quad \left(\frac{\Delta h}{h}\right)_{\sigma_{ti}}, \tag{8.24}$$

și

$$\sigma_{gzi}\,; \quad \left(\frac{\Delta h}{h}\right)_{\sigma_{gzi}}.$$

Prin diferență, se obține tasarea specifică a stratului elementar, produsă de presiunea netă

$$\frac{\Delta h_i}{h_i} = \left(\frac{\Delta h}{h}\right)_{\sigma_{ti}} - \left(\frac{\Delta h}{h}\right)_{\sigma_{gzi}}, \tag{8.25}$$

de unde :

$$s_i = \left[\left(\frac{\Delta h}{h}\right)_{\sigma_{ti}} - \left(\frac{\Delta h}{h}\right)_{\sigma_{gzi}}\right] h_i. \tag{8.26}$$

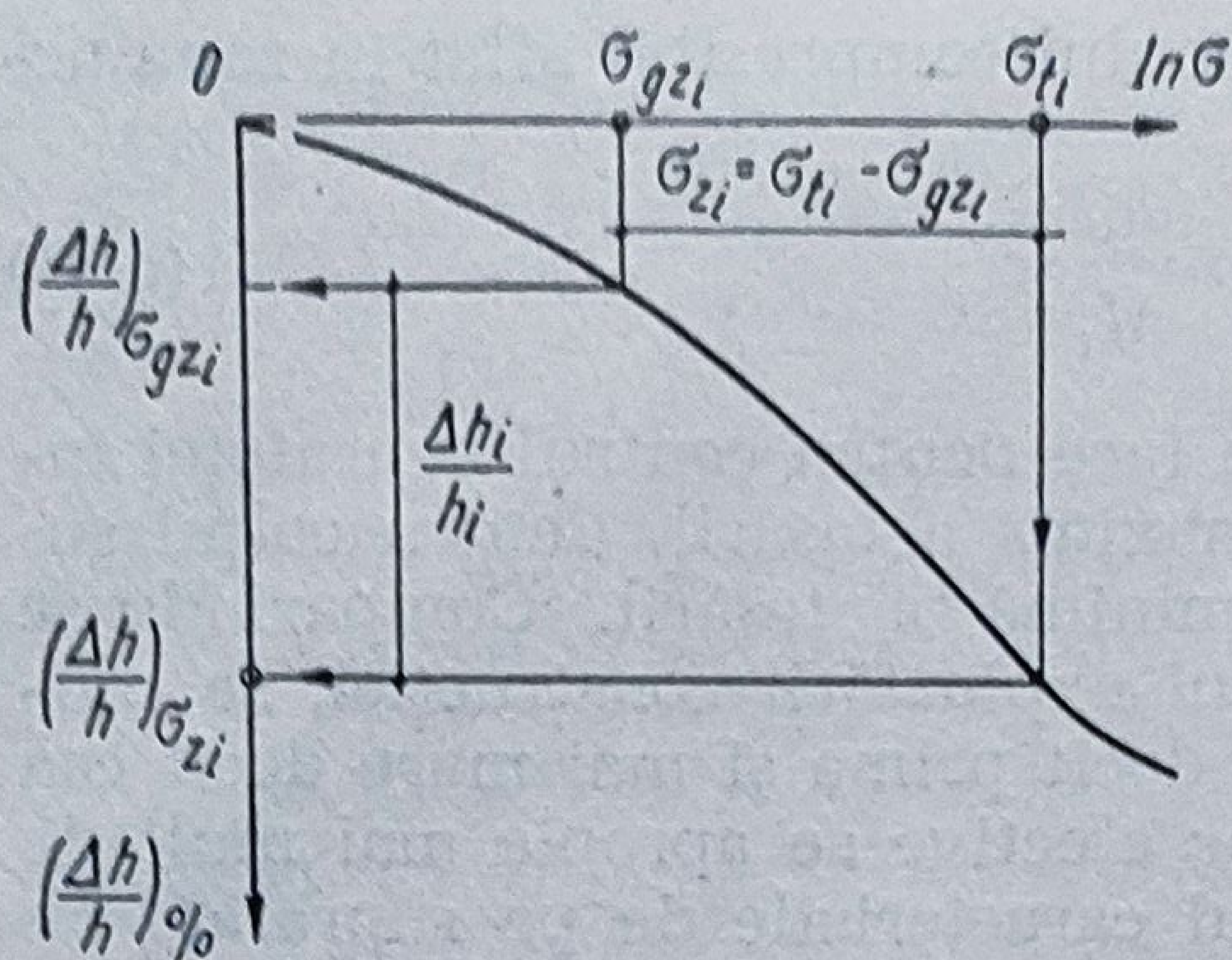


Fig. 8.9. Calculul tasării folosind curba de compresiune-tasare.

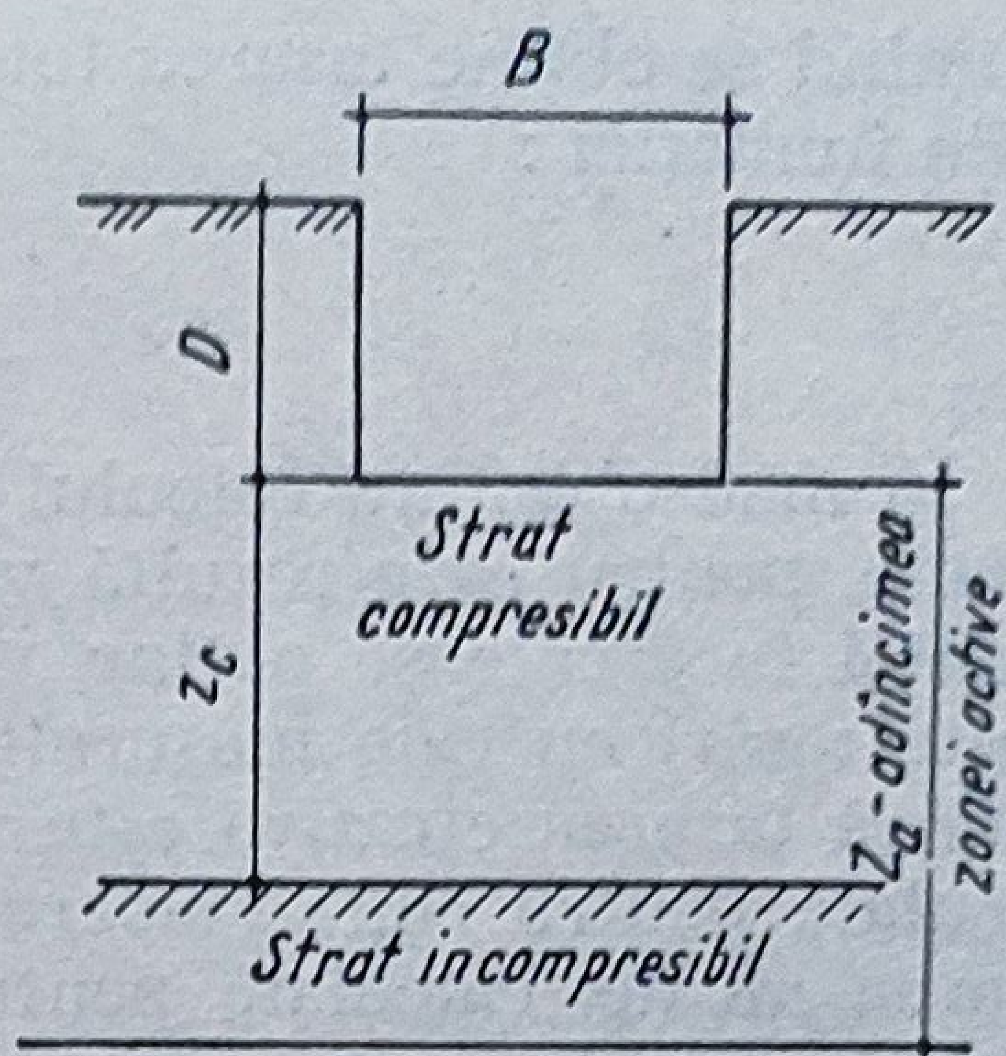


Fig. 8.10. Tasarea în cazul unui strat incompresibil.

Dacă deformațiile specifice sînt exprimate în %, se obține s_i în cm, introducînd în relație h_i în m.

Tasarea totală a fundației va rezulta prin însumare :

$$s = \sum_{i=1}^{i=n} s_i = \sum_{i=1}^{i=n} \left[\left(\frac{\Delta h}{h} \right)_{\sigma_{ti}} - \left(\frac{\Delta h}{h} \right)_{\sigma_{gzi}} \right] h_i. \tag{8.27}$$

Cînd pe înălțimea zonei active apar straturi care pot fi considerate practic incompresibile (fig. 8.10) sau cînd suprafața de contact a fundației este mare, avînd $B > 10$ m, tasarea probabilă a fundației poate fi calculată cu relația

$$s = m p_n B \sum \frac{k_i - k_{i-1}}{E_i} (1 - \mu_i^2), \tag{8.28}$$

unde :

- m este un coeficient care ține seama de grosimea z_c a stratului compresibil și se dă în tabelul 8.3, funcție de raportul z_c / B ;
- B — lățimea fundației ;
- E_i, μ_i — modulul de deformație liniară, respectiv, coeficientul contracției transversale a terenului (tab. 8.4) ;
- k_i, k_{i-1} — coeficienți adimensionali, funcție de raportul L/B și $2\,z/B$, care corespund nivelului inferior, respectiv superior al stratului considerat (tabelul 8.4).

Normele în vigoare în țara noastră consideră că un strat este practic incompresibil dacă modulul de deformație liniară $E \geqslant 1\,000$ kN/m². Un asemenea strat întîlnit în cuprinsul zonei active este exclus din calculul tasărilor.

STAS 3300-77, recomandă pentru calculul deformațiilor probabile aplicarea relației (8.28) sub forma :

$$s = 100\, m p_n \beta \sum_{i=1}^{i=n} \frac{k_i - k_{i-1}}{E_i} (1 - \mu_i^2). \tag{8.29}$$

TABELUL 8.3

Coeficientul de corecție m pentru calculul tasărilor

z^c/B	Coeficientul de corecție m
0,00...0,25	1,5
0,26...0,50	1,4
0,51...1,00	1,3
1,01...1,50	1,2
1,51...2,50	1,1
2,50	1,0

Coeficienţii k pentru calculul tasărilor

$2z/B$	Coeficientul k pentru fundaţii sub formă de:						
	Cerc	dreptunghi, cu raportul laturilor L/B					
		1	1,5	2	3	5	$\geqslant 10$ (fundaţii continue)
1	2	3	4	5	6	7	8
0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,2	0,045	0,050	0,050	0,050	0,050	0,050	0,052
0,4	0,090	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,104
0,6	0,135	0,150	0,150	0,150	0,150	0,150	0,156
0,8	0,179	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,208
1,0	0,233	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,260
1,2	0,266	0,299	0,300	0,300	0,300	0,300	0,311
1,4	0,308	0,342	0,349	0,349	0,349	0,349	0,362
1,6	0,348	0,381	0,395	0,397	0,397	0,397	0,412
1,8	0,382	0,415	0,437	0,442	0,442	0,442	0,462
2,0	0,411	0,446	0,476	0,484	0,484	0,484	0,511
2,2	0,437	0,474	0,511	0,524	0,525	0,525	0,560
2,4	0,461	0,499	0,543	0,561	0,566	0,566	0,605
2,6	0,482	0,522	0,573	0,595	0,604	0,604	0,648
2,8	0,501	0,542	0,601	0,626	0,640	0,640	0,687
3,0	0,517	0,560	0,625	0,655	0,674	0,674	0,726
3,2	0,532	0,577	0,674	0,682	0,706	0,708	0,763
3,4	0,546	0,592	0,668	0,707	0,736	0,741	0,798
3,6	0,558	0,606	0,688	0,730	0,764	0,772	0,831
3,8	0,569	0,618	0,708	0,752	0,791	0,808	0,862
4,0	0,579	0,630	0,722	0,773	0,816	0,830	0,892
4,2	0,588	0,641	0,737	0,791	0,839	0,853	0,921
4,4	0,596	0,651	0,751	0,809	0,861	0,885	0,949
4,6	0,604	0,660	0,764	0,824	0,888	0,908	0,976
4,8	0,611	0,668	0,776	0,841	0,902	0,932	1,001
5,0	0,618	0,676	0,787	0,855	0,921	0,955	1,025
5,2	0,624	0,683	0,798	0,868	0,939	0,977	1,050
5,4	0,630	0,690	0,808	0,881	0,955	0,998	1,073
5,6	0,635	0,697	0,818	0,893	0,971	1,018	1,095
5,8	0,640	0,703	0,827	0,904	0,986	1,038	1,117
6,0	0,645	0,709	0,836	0,913	1,000	1,057	1,138
6,2	0,649	0,714	0,843	0,924	1,014	1,074	1,158
6,4	0,653	0,719	0,850	0,934	1,027	1,091	1,178
6,6	0,657	0,724	0,857	0,943	1,040	1,107	1,197
6,8	0,661	0,728	0,863	0,951	1,051	1,123	1,215
7,0	0,664	0,732	0,869	0,959	1,062	1,138	1,233
8,0	0,679	0,751	0,897	0,995	1,111	1,205	1,316
9,0	0,691	0,766	0,918	1,022	1,151	1,262	1,390
10,0	0,700	0,777	0,935	1,045	1,183	1,309	1,456

***Observaţie*:** Pentru valorile intermediare ale rapoartelor $2z/B$ şi L/B se admite interpolarea liniară a valorilor coeficientului k.

Pentru cazurile care nu se încadrează în condițiile menționate, se recomandă aplicarea metodei însumării tasării pe straturi elementare, folosind relația (8.21) scrisă sub forma

$$s=100\,m\beta\sum_{i=1}^{i=n}\frac{\sigma_{zi}h_i}{E_i}\,. \tag{8.30}$$

Coeficientul $\beta=0{,}8$ este un coeficient de corecție care conduce la tasarea medie sub fundație, iar 100 reprezintă factorul de transformare a tasării din m în cm, dacă σ_{zi} și E_i se exprimă în kPa, sau în kN/m^2, iar B și h_i în m.

8.3.4. METODA STRATULUI ECHIVALENT

Neglijînd greutatea proprie a terenului și deformațiile laterale, metoda consideră un strat echivalent de grosime h_e, a cărui tasare sub fundația dată să fie egală cu tasarea stratului real de grosime infinită.

Tasarea specifică a stratului echivalent se obține din

$$\frac{s_e}{h_e}=\frac{p}{E}-2\mu\frac{k_0p}{E}=\frac{p}{E}(1-2\mu k_0), \tag{8.31}$$

de unde

$$s_e=\frac{p}{E}\left(1-\frac{2\mu^2}{1-\mu}\right)h_e. \tag{8.32}$$

Tasarea stratului real, de grosime infinită, este

$$s_r=\frac{1-\mu^2}{E}pbw. \tag{8.33}$$

Din condiția $s_e=s_r$ se obține h_e:

$$\frac{p}{E}\left(1-\frac{2\mu^2}{1-\mu}\right)h_e=\frac{1-\mu^2}{E}pbw, \tag{8.34}$$

de unde

$$h_e=\frac{(1-\mu)^2}{1-2\mu}wb=Bb. \tag{8.35}$$

Relația poate fi aplicată și în cazul terenurilor stratificate, stabilindu-se o valoare medie ponderată a coeficientului contracției transversale,

$$\mu_p=\sum\mu_ih_i/\sum h_i.$$

Coeficienții B se dau în tabelul 8.5.

Cunoscînd h_e, tasarea se determină cu relația

$$s=m_vp_nh_e=\frac{1}{M}p_nBb=\frac{p_n}{M}b\cdot B. \tag{8.36}$$

TABELUL 8.5

Coeficienții B pentru calculul înălțimii echivalente h_e

Raportul laturilor $\frac{a}{b}=\frac{L}{B}$	Nisipuri		Argile prăfoase în stare plastic vîrtoasă						Argile grase în stare plastic moale	
	Argile grase și prăfoase tari		Prafuri nisipoase				Argile în stare plastică			
	$\mu=0,20$		$\mu=0,25$		$\mu=0,30$		$\mu=0,35$		$\mu=0,40$	
	B_0	B_m	B_0	B_m	B_0	B_m	B_0	B_m	B_0	B_m
1	1,20	0,94	1,26	0,99	1,37	1,08	1,58	1,24	2,02	1,58
2	1,63	1,30	1,72	1,37	1,88	1,49	2,16	1,72	2,76	2,20
3	1,90	1,54	2,01	1,62	2,18	1,76	2,51	2,01	3,21	2,59
4	2,01	1,72	2,21	1,81	2,41	1,97	2,77	2,26	3,53	2,90
5	2,24	1,84	2,37	1,94	2,58	2,11	2,96	2,42	3,79	3,10
10	2,71	2,26	2,86	2,38	3,12	2,60	3,58	2,98	4,58	3,82

Notații : B_0 — în centrul suprafeței dreptunghiulare ; B_m — tasarea uniformă a unei undații rigide.

8.3.5. METODA ÎMPRĂȘTIERII UNGHIULARE A TENSIUNILOR σ_z

Metoda se abate de la ipoteza mediului liniar deformabil prin faptul că presupune o distribuție uniformă a tensiunilor σ_z pe suprafețele orizontale, situate la cota la care se dorește să se afle mărimea tensiunilor σ_z (fig. 8.11).

Planele înclinate duse prin marginile fundației fac cu verticala un unghi α cuprins între 40 și 45° pentru pămînturile nisipoase și poate să ajungă pînă la 60 . . . 70° pentru pămînturile argiloase cu I_c mare și respectiv 30° pentru argile cu I_c foarte scăzut.

În cazul unei fundații izolate de formă patrată, cu latura a, tensiunile σ_z, la adîncimea z de la suprafața de contact, rezultă din condiția de echilibru a forțelor pe verticală :

$$\sigma_z = p_n \frac{a^2}{(a+2z \operatorname{tg} \alpha)^2}. \quad (8.37)$$

Pentru o fundație continuă, de lățime B, rezultă

$$\sigma_z = p_n \frac{1 \cdot B}{(B+2z\operatorname{tg} \alpha)}; \quad p_n = p_{ef} - \gamma D. \quad (8.38)$$

Tasarea unui strat elementar de grosime dz, situat la cota z, rezultă din expresia

$$d(\Delta h) = ds = \frac{\sigma_z}{E} dz. \quad (8.39)$$

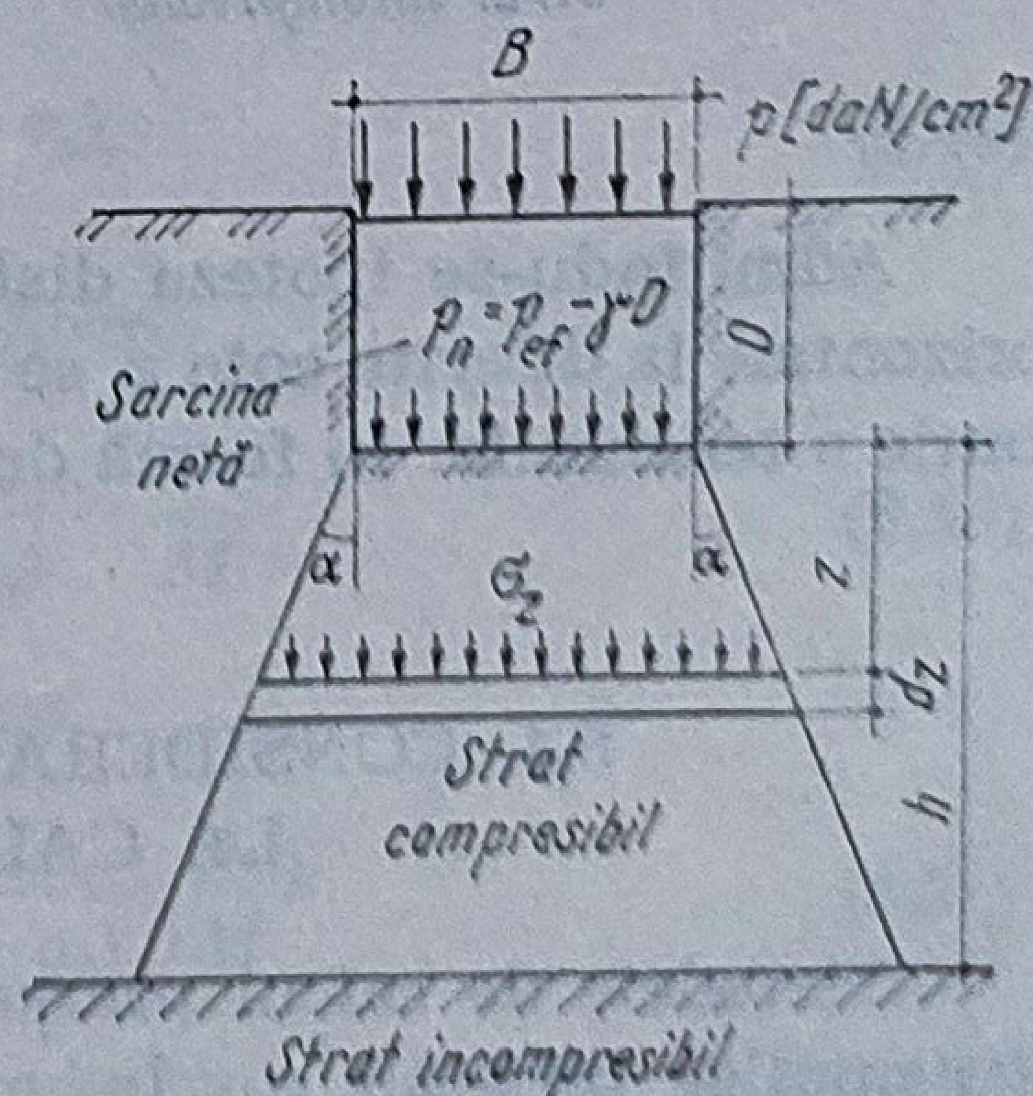


Fig. 8.11. Împrăștierea unghiulară a tensiunilor σ_z.

Integrîndu-se pe înălţimea stratului compresibil, se obţine

$$s = \int_0^h \frac{\sigma_z}{E}\, dz. \tag{8.40}$$

Pentru o suprafaţă de contact de formă pătrată rezultă

$$s = \frac{p_n}{E} \cdot \frac{ah}{(a + 2h\operatorname{tg} \alpha)}; \tag{8.41}$$

pentru fundaţia de formă circulară, cu diametrul d, rezultă

$$s = \frac{p_n}{E} \cdot \frac{d \cdot h}{(d + 2h\operatorname{tg} \alpha)}; \tag{8.42}$$

pentru fundaţia continuă de lăţime B se obţine expresia

$$s = \frac{p_n \cdot B}{2E \operatorname{tg} \alpha} \ln \frac{B + 2h \operatorname{tg} \alpha}{B}. \tag{8.43}$$

Dacă stratul compresibil se găseşte între două straturi incompresibile (fig. 8.12), expresia (8.41) se integrează între limitele h_1 şi h_2.

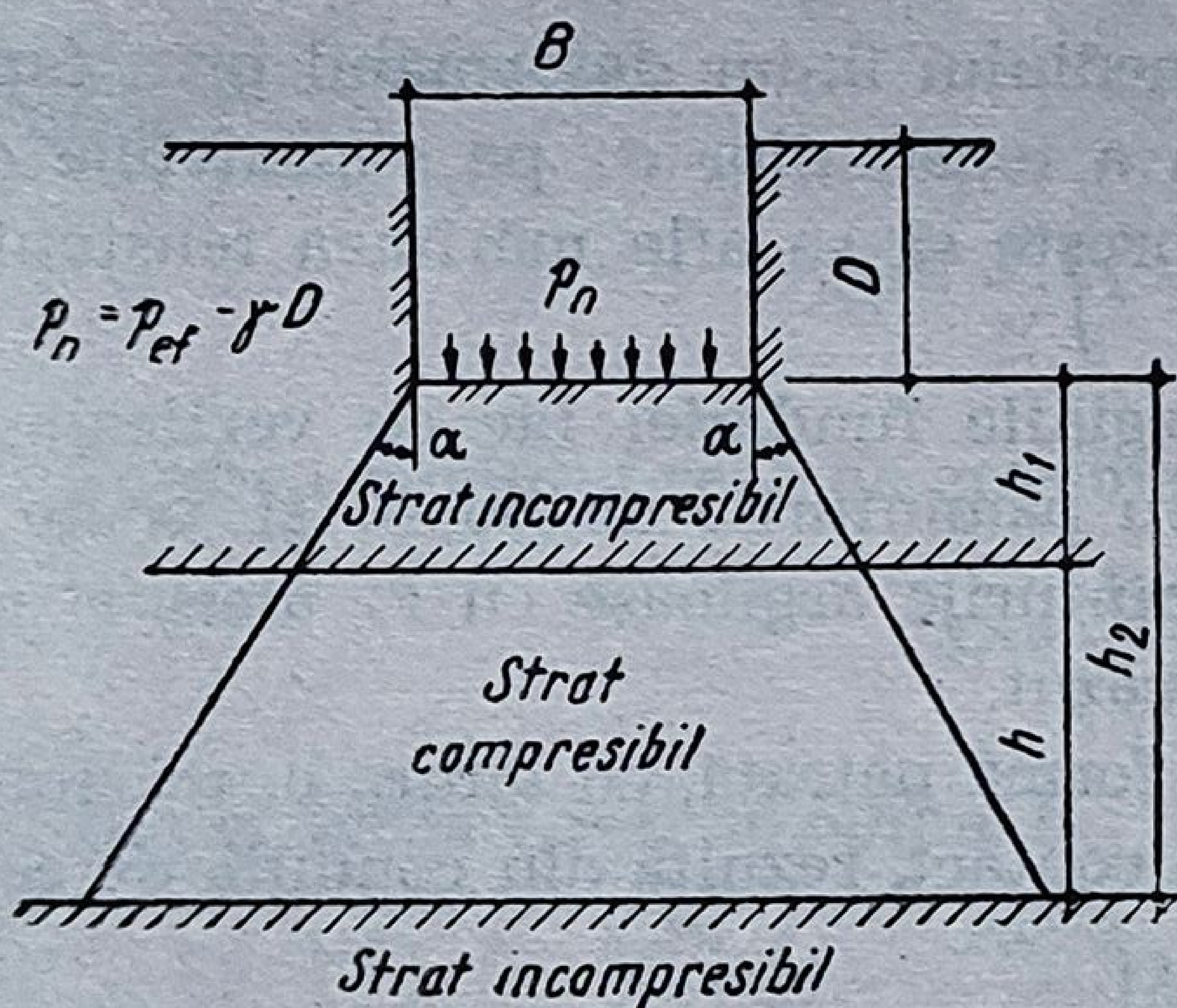


Fig. 8.12. Strat compresibil cuprins între două straturi incompresibile.

Admiţîndu-se ipoteza distribuţiei uniforme a tensiunilor σ_z pe plane orizontale la diferite cote z, se produce o abatere de la modul real de distribuţie a tensiunilor în formă de clopot.

8.4. CONSIDERAREA TENSIUNILOR σ_x ŞI σ_y LA CALCULUL TASĂRILOR

Metodele de calcul prezentate la 8.3 au considerat numai influenţa tensiunilor verticale σ_z. În unele cazuri întîlnite în practică este necesar să se ţină seama şi de efectul tensiunilor laterale din planul orizontal, σ_x şi σ_y.

Dacă într-un punct dat în semispațiu acționează cele trei tensiuni, deformația specifică volumetrică este

$$\frac{\Delta V}{V}=\frac{1-2\mu}{E}(\sigma_x+\sigma_y+\sigma_z). \quad (8.44)$$

iar deformația specifică pentru un strat de grosime h va fi

$$\varepsilon_z=\frac{\Delta h}{h}=\frac{1}{E}[\sigma_z-\mu(\sigma_x+\sigma_y)], \quad (8.45)$$

de unde

$$s=\Delta h=\frac{h}{E}[\sigma_z-\mu(\sigma_x+\sigma_y)]. \quad (8.46)$$

Valoarea modulului de deformație E se poate stabili egalînd deformația specifică de volum obținută în edometru cu aceea care are loc în realitate, adică

$$\frac{\Delta V}{V}=\frac{A\Delta h}{Ah}=\frac{\Delta e}{1+e}=\frac{1-2\mu}{E}(\sigma_x+\sigma_y+\sigma_z), \quad (8.47)$$

de unde

$$\frac{1}{E}=\frac{1}{(1-2\mu)(\sigma_x+\sigma_y+\sigma_z)}\cdot\frac{\Delta e}{1+e}, \quad (8.48)$$

în care Δe reprezintă variația indicelui porilor, de la e_1, înainte de încărcare, la e_2, după stabilizarea probei în edometru sub acțiunea încărcării p.

În teren, e_1 corespunde încărcărilor din greutatea proprie a pămîntului, iar e_2 indicelui porilor după stabilizarea tasării sub acțiunea netă, p_n, transmisă de construcție. Cum e_2 nu poate fi estimat pe teren, se poate stabili în laborator, în edometru, sub acțiunea unei încărcări de compresiune p, care să producă o deformație specifică volumică identică cu deformația specifică volumică produsă de tensiunile σ_x, σ_y și σ_z în teren. Această presiune va fi

$$p=\frac{1-\mu}{1+\mu}(\sigma_x+\sigma_y+\sigma_z), \quad (8.49)$$

caz în care relația pentru E poate fi pusă sub forma

$$\frac{1}{E}=\frac{1}{(1-2\mu)(\sigma_x+\sigma_y+\sigma_z)}\cdot\frac{p}{M}. \quad (8.50)$$

Cu această valoare a lui E se obține tasarea

$$s=\Delta h=\frac{\sigma_z-\mu(\sigma_x+\sigma_y)}{(1-2\mu)(\sigma_x+\sigma_y+\sigma_z)}\frac{p}{M}h. \quad (8.51)$$

Această relație se recomandă în cazurile în care : $L<3B$ și $B<2h$, unde L și B sînt lungimea, respectiv lățimea fundației, iar h grosimea stratului compresibil.

Dacă $L>3B$ şi $B<2h$, problema poate fi considerată ca o problemă plană, caz în care valoarea efortului $\sigma_y=\mu(\sigma_x+\sigma_z)$, iar M se determină în edometru sub acţiunea unei presiuni

$$p=(1-\mu)(\sigma_x+\sigma_z). \quad (8.52)$$

Tasarea se va calcula cu relaţia

$$s=\frac{(1-\mu)(\sigma_z-\mu\sigma_x)}{(1-2\mu)(\sigma_z+\sigma_x)}\cdot\frac{p}{M}h. \quad (8.53)$$

Dacă $L>3B$ şi $B>2h$, dimensiunile fundaţiei fiind mari în raport cu grosimea stratului compresibil, problema poate fi considerată monoaxială, adică

$$\sigma_x=\sigma_y=k_0\sigma_z=\frac{\mu}{1-\mu}\sigma_z, \quad (8.54)$$

situaţie pentru care $p=\sigma_z$, iar tasările se vor calcula cu relaţia $S=m_v ph$.

8.5. TASĂRI EGALE SUB FUNDAŢII CU SUPRAFEŢE DE CONTACT DIFERITE

La proiectarea construcţiilor pe terenuri compresibile, se urmăreşte evitarea tasărilor inegale de la o fundaţie la alta, care pot genera perturbări în funcţionalitatea tehnologică a clădirilor. În raport cu încărcările pe fiecare fundaţie se urmăreşte să se stabilească suprafaţa de contact cu terenul, astfel ca toate fundaţiile să se taseze, pe cît posibil, egal.

În cazul a două fundaţii F_1 şi F_2, cu suprafaţa de contact A_1 şi A_2, care transmit terenului de fundare presiunile p_1 şi p_2, terenul avînd aceleaşi proprietăţi mecanice, din condiţia de tasare egală, $s_1=s_2$, se obţine

$$\frac{1-\mu^2}{E}p_1\sqrt{A_1}w=\frac{1-\mu^2}{E}p_2\sqrt{A_2}w, \quad (8.55)$$

de unde

$$\frac{p_1}{p_2}=\frac{\sqrt{A_2}}{\sqrt{A_1}} \quad \text{sau} \quad p_2=p_1\frac{\sqrt{A_1}}{\sqrt{A_2}}<p_1. \quad (8.56)$$

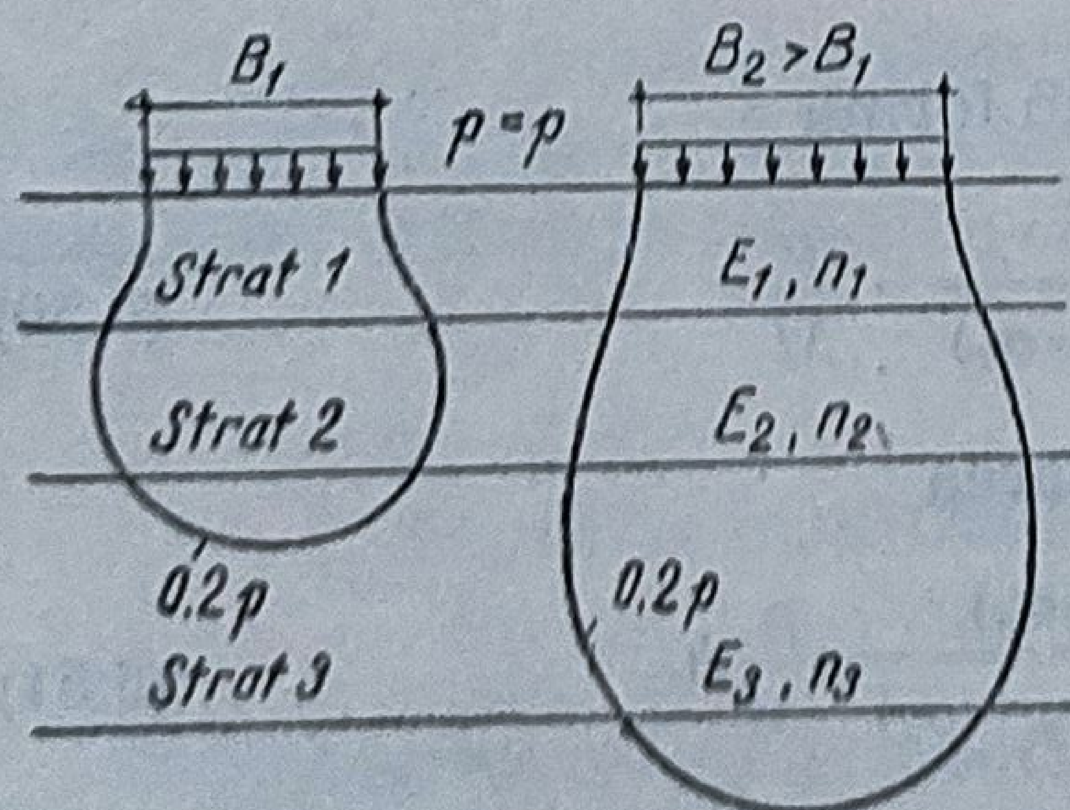


Fig. 8.13. Izobara de egală tensiune σ_z, la fundaţii de lăţimi diferite şi presiuni egale.

Considerînd $A_2>A_1$, rezultă că pentru a avea aceeaşi tasare sub ambele fundaţii este necesar ca $p_2<p_1$. Această condiţie rezultă şi din analiza izobarelor pentru două fundaţii de lăţimi diferite, $B_1<B_2$, care transmit terenului aceeaşi presiune p (fig. 8.13). Se observă că pentru aceeaşi izobară (de exemplu, 0,2 p), fundaţia cu lăţimea mai mare, cuprinde o zonă mai mare din terenul de fundare, ceea ce conduce la o tasare mai mare.

De cele mai multe ori şi terenul compresibil de sub fundaţie este al-

cătuit din straturi cu proprietăţi mecanice diferite. Tasarea fundaţiei cu lăţime mai mică are zona activă mai la suprafaţă, deci cuprinde un număr mai mic de straturi, pe cîtă vreme la fundaţia cu lăţimea mai mare, zona activă se extinde mai mult în adîncime şi va cuprinde un număr mai mare de straturi.

8.6. DESFĂŞURAREA TASĂRILOR ÎN TIMP

Urmărirea comportării terenului arată că tasarea este un proces complex, care se produce din momentul în care începe realizarea construcţiei şi se desfăşoară în timp, atingînd valoarea maximă după un timp mai scurt sau mai îndelungat, funcţie de natura şi de proprietăţile terenului şi de intensitatea încărcărilor transmise de construcţii.

La terenurile granulare, nisipuri şi pietrişuri, tasarea se realizează într-un timp foarte scurt, atingîndu-se valoarea maximă, sau stabilizarea tasării, chiar în timpul executării construcţiei. La terenurile argiloase şi mai ales la cele saturate cu apă, tasarea se desfăşoară în timp mai îndelungat, depăşind durata de realizare a construcţiei (fig. 8.14), fiind direct influenţată de posibilitatea eliminării apei din pori şi de procesele ce au loc în complexul de adsorbţie din jurul particulelor.

Procesul desfăşurării tasării în timp pune în evidenţă cîteva etape distincte. Încărcările date de construcţie conduc la reducerea volumului porilor, prin expulzarea gazelor din pori şi la deformarea scheletului pînă cînd forţele interioare, datorită frecării dintre granule, echilibrează încărcările exterioare. În acest moment se consideră atinsă tasarea maximă, respectiv stabilizat procesul de tasare.

În terenurile argiloase, pe lîngă forţele de frecare dintre particule, mai apar şi alte forţe interioare care se opun deformării scheletului pămîntului, sau care tind să echilibreze acţiunea încărcărilor exterioare. În cazul terenurilor parţial saturate cu apă se înregistrează la început, reducerea volumului porilor, pe seama eliminării gazelor, aerului şi vaporilor şi apoi evacuarea apei din pori.

Cu cît porii sînt mai fini cu atît timpul necesar evacuării este mai mare. Atîta timp cît apa se află în pori, ea va prelua o cotă parte din încărcarea exterioară sub formă de presiune neutrală, care aşa cum s-a văzut nu produce deformaţii asupra scheletului solid. Prin urmare, tasarea se va evidenţia numai pe măsură ce încărcarea exterioară este transferată de la faza lichidă către scheletul solid, sub formă de tensiune efectivă. Dacă intensitatea forţelor exterioare este de natură să elimine complet apa din pori, fenomenul se extinde şi asupra proceselor generate de apa capilară şi de apa din complexul de adsorbţie. Pe măsură ce se elimină apa din complexul de adsorbţie, cresc forţele de legătură dintre particule sub formă de coeziune primară, scade permeabilitatea, înregistrîndu-se atenuarea pronunţată a fenomenului de tasare.

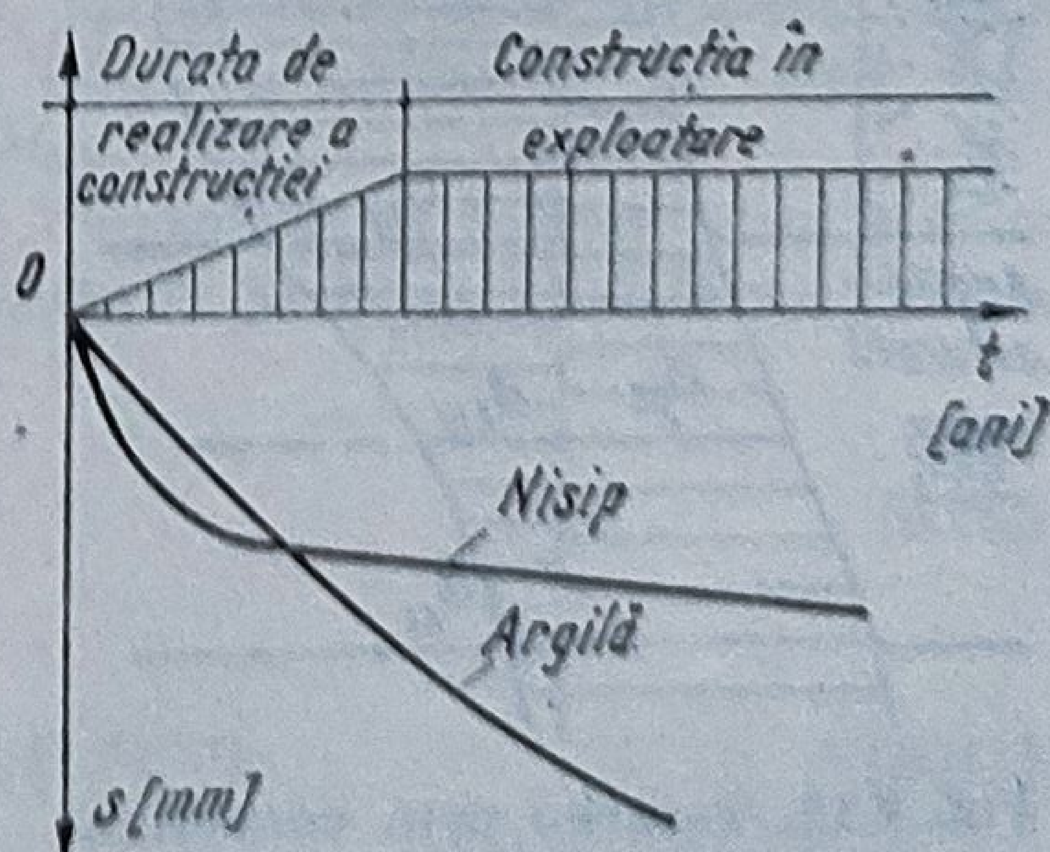


Fig. 8.14. Tasarea în timp a terenurilor granulare şi argiloase.

Procesul de tasare în timp, prin eliminarea apei din pămînt se numeşte *proces de consolidare*. Consolidarea prin eliminarea gazelor şi a apei

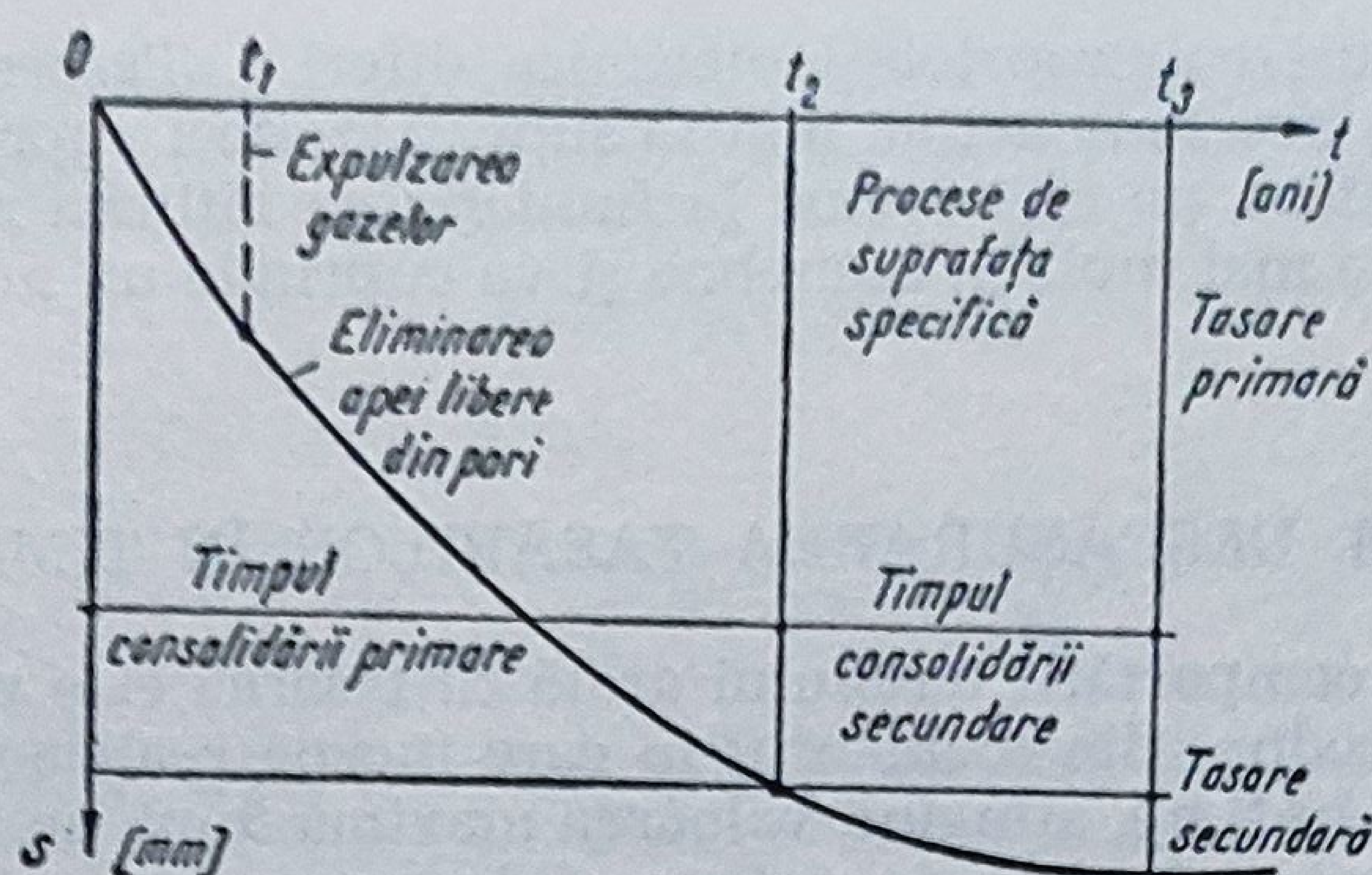


Fig. 8.15. Consolidarea primară și secundară.

libere din pori constituie etapa de consolidare primară, care, după unii autori, reprezintă aproximativ 90 % din întreaga tasare. Normele în vigoare în țara noastră (STAS 3300-77) apreciază că în majoritatea cazurilor, consolidarea primară se realizează în proporție de aproximativ 50 % în timpul executării construcției. Consolidarea ce se desfășoară pe seama proceselor care au loc în complexul de adsorbție se numește consolidare secundară ; aceasta se desfășoară într-un timp îndelungat, motiv pentru care se numește și consolidare seculară.

Figura 8.15 pune în evidență etapa consolidării primare și secundare în cazul terenurilor argiloase saturate.

Procesul de consolidare, așa cum a fost descris, are loc numai dacă încărcările date pot fi echilibrate de rezistența generată de forțele interioare ale pămîntului.

O relație care permite calculul tasării finale poate fi stabilită plecînd de la legătura ce există între indicele porilor și tensiunile din stratul compresibil și legea îndesării :

$$\Delta e = e_0 - e = C_c \lg \frac{p_2}{p_1} = \frac{\Delta h}{h}(1+e_0), \tag{8.57}$$

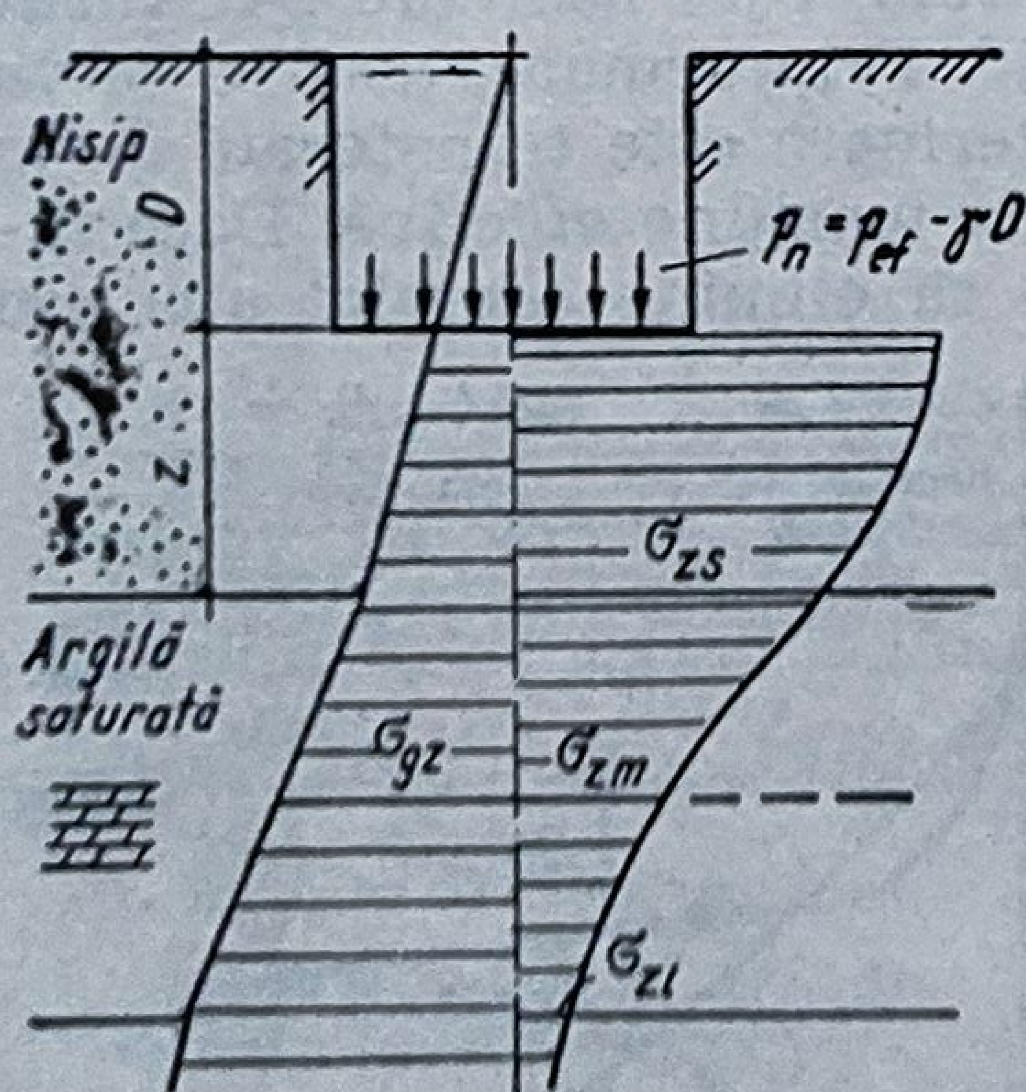


Fig. 8.16. Tasarea prin consolidarea unui strat compresibil saturat.

de unde

$$\Delta h = s = \frac{C_c \cdot H}{1+e_0} \lg \frac{\sigma_{gz} + \sigma_z}{\sigma_{gz}}. \tag{8.58}$$

Semnificația notațiilor este cea din figura 8.16 :

e_0 — indicele porilor la jumătatea stratului compresibil de grosime H, sub efectul tensiunilor geologice ;

C_c — indicele de compresiune ;

σ_{gz} — tensiunea geologică verticală la jumătatea stratului compresibil ;

σ_z — tensiunea medie verticală, calculată cu relația

$$\sigma_z = \frac{2\sigma_{zs} + 4\sigma_{zm} + 3\sigma_{zi}}{9}; \tag{8.59}$$

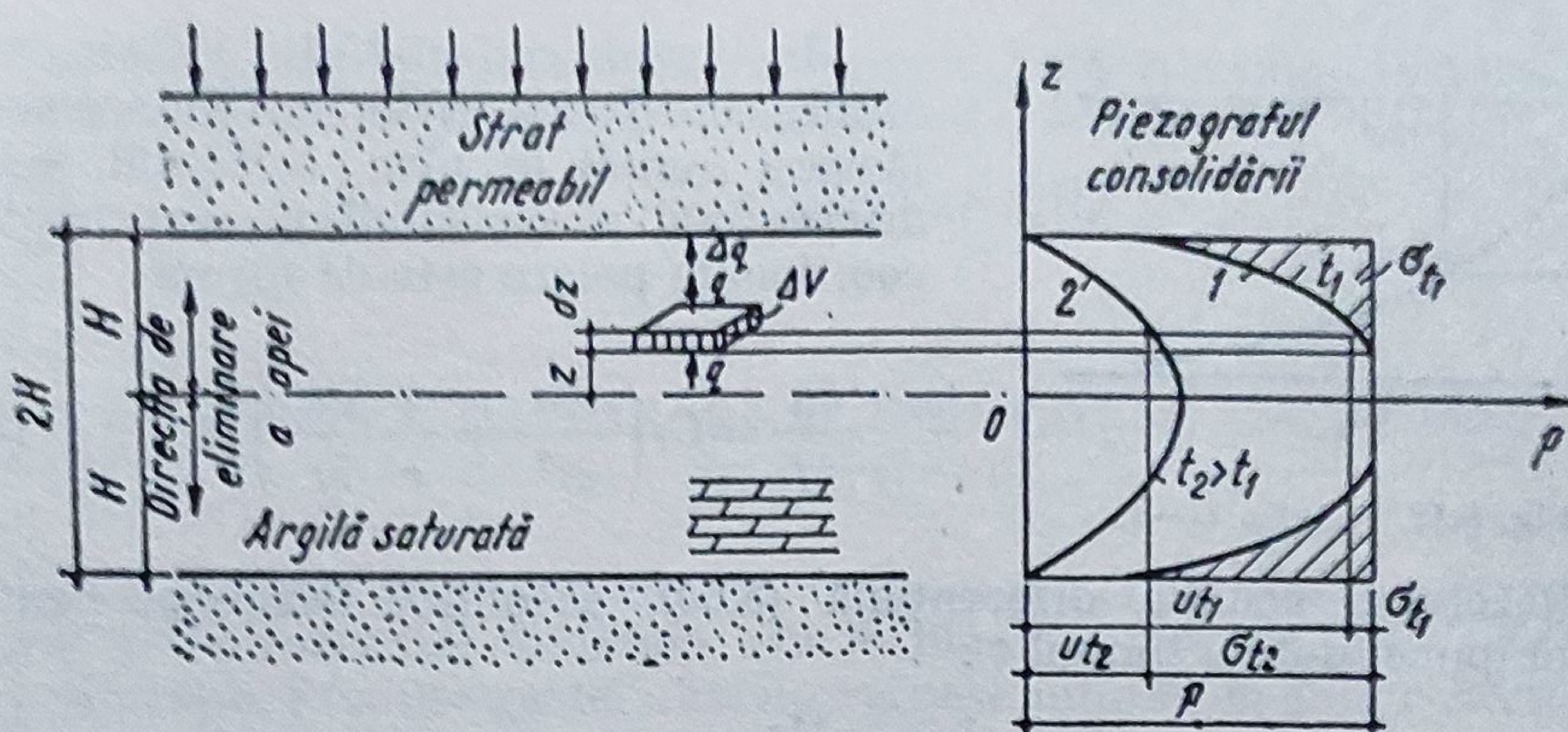


Fig. 8.17. Consolidarea monodimensională.

σ_{zs}, σ_{zm} şi σ_{zi} — tensiunile verticale la fața superioară, la mijlocul și la baza stratului compresibil, din diagrama de variație a tensiunilor σ_z date de p_n.

Dacă se urmărește cunoașterea tasării la un anumit timp în procesul consolidării, atunci este necesar să se stabilească relația dintre presiunea efectivă, care produce eliminarea apei din pori și modificarea volumului porilor, în raport cu timpul. Teoria matematică, care descrie eliminarea apei din pori, asociată cu deformațiile terenului se numește *teoria consolidării*.

În vederea stabilirii ecuației consolidării în condiții de edometru (fig. 8.17), se admite că : pămîntul este compresibil, omogen și perfect saturat ; încărcarea de compresiune lucrează numai pe verticală ; eliminarea apei se realizează pe direcția de acțiune a încărcării, adică pe verticală, de la mijlocul stratului spre stratul permeabil superior și inferior ; se neglijează efectul greutății proprii a pămîntului, compresibilitatea fazei solide și a apei ; sub acțiunea încărcărilor, volumul porilor se reduce cu volumul de apă eliminată ; într-un punct dat, la distanța z față de axul stratului, pe durata procesului de consolidare este satisfăcută relația $p=\sigma'+u$.

La un timp oarecare t_1, din momentul începerii consolidării, distribuția tensiunilor pe înălțimea H a stratului este dată de curba izocronă *1*, care arată raportul dintre volumul tensiunilor efective (suprafața hașurată) și volumul tensiunilor neutrale u. Mulțimea curbelor izocrone constituie piezograful consolidării.

Starea de tensiune din jurul elementului de volum ΔV face ca prin fața inferioară să pătrundă debitul de apă q, iar prin fața superioară să fie eliminată aceeași cantitate, la care se mai adaugă volumul de apă Δq, egal cu reducerea volumului porilor elementului ΔV.

Surprinderea desfășurării fenomenului consolidării într-o relație matematică, pe baza celor mai sus arătate, conduce la ecuația diferențială a consolidării monodimensionale :

$$\frac{\partial u}{\partial t}=C_v\frac{\partial^2 u}{\partial z^2}, \tag{8.60}$$

în care

$$C_v=\frac{k}{\gamma_w m_v}=\frac{k(1+e_0)}{\gamma_w a_v}\,[\mathrm{L^2T^{-1}}], \tag{8.61}$$

și constituie coeficientul de consolidare.

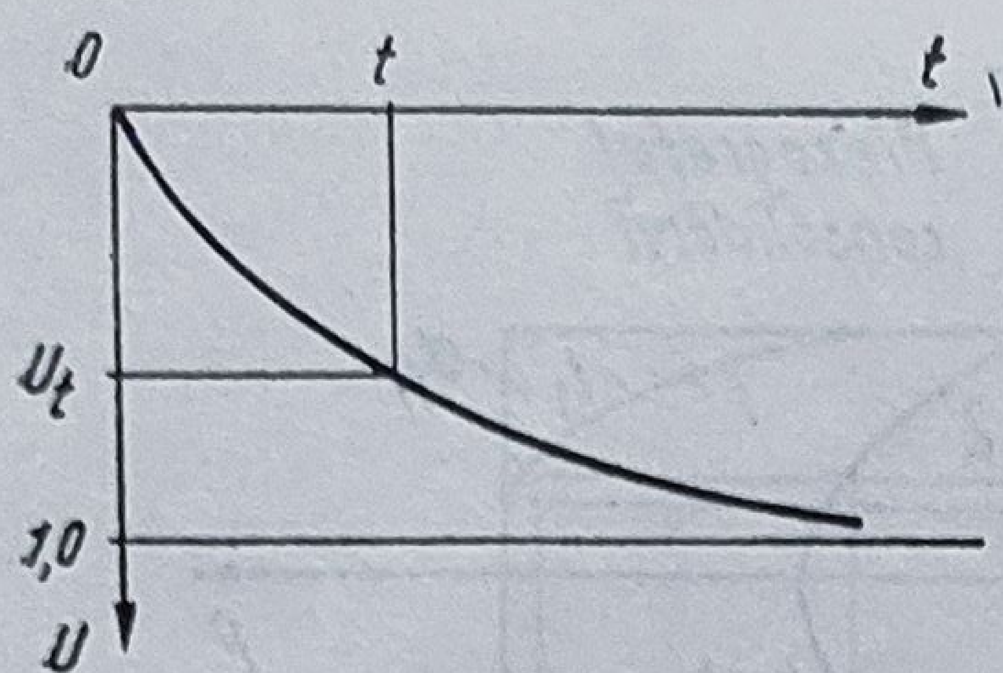


Fig. 8.18. Relația U—t.

În cazul consolidării radiale, adică atunci cînd procesul de consolidare se desfășoară numai în plan orizontal, ecuația diferențială a consolidării, exprimată în coordonate polare este de forma

$$\frac{\partial u}{\partial t}=C_v\left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2}+\frac{1}{r}\,\frac{\partial u}{\partial r}\right). \tag{8.62}$$

Rezolvînd ecuația diferențială (8.60), se obține tensiunea neutrală într-un punct dat, la timpul t :

$$u=2p\sum_{u=0}^{u=\infty}\frac{1}{M}\sin\frac{Mz}{H}\,e^{-M^2T}=f\,(p,\ z,\ t), \tag{8.63}$$

în care

$$M=\frac{\pi}{2}\,(2n+1)\ ;\quad T=\frac{C_v\cdot t}{H^2}, \tag{8.64}$$

se numește factor de timp și este o mărime adimensională.

Dacă în procesul consolidării unui strat de grosime H, eliminarea apei are loc numai într-un singur sens, atunci în relația de mai sus se înlocuiește H cu $2\,H$.

Pentru caracterizarea consolidării în timp se introduce noțiunea *grad de consolidare*, notat cu U (fig. 8.18) și definit ca raportul dintre tasarea prin consolidare la un timp oarecare s_t și tasarea finală s_f :

$$U=\frac{s_t}{s_f}. \tag{8.65}$$

Tasarea s_t a stratului de grosime elementară dz, aflat la distanța z față de axul stratului (fig. 8.17), cunoscînd tensiunea neutrală u, poate fi exprimată cu relația

$$s_t=m_v\,(p-u)\,\mathrm{d}z. \tag{8.66}$$

Tasarea stratului de grosime $2\,H$, la timpul t, va fi

$$s_t=2\int_0^H m_v\,(p-u)\,\mathrm{d}z=2m_vpH-2m_v\int_0^H u\,\mathrm{d}z, \tag{8.67}$$

în care se observă că $2m_vpH$ reprezintă tocmai tasarea finală s_f.

Prin integrare se obține

$$U_t=\frac{s_t}{s_f}=1-2\sum_{n=0}^{n=\infty}\frac{1}{M^2}\,e^{-M^2T}. \tag{8.68}$$

Cu notația $N=\frac{\pi^2}{4}\,T$ și reținînd primii doi termeni ai seriei, expresia gradului de consolidare devine

$$U_t=1-\frac{8}{\pi^2}\left(e^{-N}-\frac{1}{9}\,e^{-9N}\right). \tag{8.69}$$

Se observă că gradul de consolidare depinde numai de factorul de timp, ceea ce permite trasarea unor grafice U—T, sau întocmirea unor tabele care dau gradul de consolidare funcție de factorul de timp, putîndu-se astfel ușor stabili U_t.

Tasarea prin consolidare la un anumit timp t, cunoscînd gradul de consolidare la acel timp, poate fi calculată cu relația

$$s_t = U_t s_f = U_t m_v p (2H). \tag{8.70}$$

8.7. EXEMPLE DE TASĂRI ȘI URMĂRIREA TASĂRILOR ÎN SITU

În majoritatea cazurilor terenul de fundare este neomogen, stratificat, cu proprietăți mecanice variabile, atît în planul suprafeței construcției cît și în adîncime. Studiile geotehnice nu reușesc întotdeauna să pună în evidență stratificația terenului pe întregul amplasament, iar între proprietățile fizice și mecanice determinate în laborator sau chiar pe teren și cele reale apar întotdeauna diferențe. În exploatarea construcției pot să apară tasări inegale de la o fundație la alta sau de la un punct la altul al fundațiilor continue sau pe radier. Tasările inegale pot fi generate și de forma în plan a construcției și chiar de ordinea de realizare a lor. În cazul clădirilor cu lungime mare, așezate pe un strat compresibil de aceeași grosime, concentrarea tensiunilor verticale spre zona centrală conduce la tasări mai mari spre mijlocul construcției și mai mici spre capăt, generînd fisuri de forma celor arătate în figura 8.19. Pentru evitarea acestora se prevăd rosturi de tasare, adică executarea construcțiilor pe tronsoane mai scurte, pentru ca fiecare să se poată tasa independent (fig. 8.20). Rostul de tasare evită apariția fisurilor, în schimb, datorită suprapunerii tensiunilor din teren în zona rostului, cele două corpuri au tendința de a se înclina unul spre celălalt, efect care impune mărimea δ a rostului de tasare.

Dacă în apropierea unei clădiri existente, sub acțiunea căreia terenul s-a tasat, se realizează o nouă clădire, se constată o tendință de rotire în același sens (fig. 8.21).

Atunci cînd la capătul sau colțul unei clădiri terenul este mai compresibil, se vor produce tasări mai mari, care pot genera fisuri de forma celor arătate în figura 8.22.

Fenomene similare se pot constata și în cazul unor stratificații omogene, cînd prin exploatare neîngrijită, apele de suprafață se infiltrează local sub fundații.

În toate cazurile, direcția și sensul de evoluție a fisurilor care apar, ca urmare a tasărilor neuniforme, dau o imagine sugestivă asupra modului și cauzelor care produc tasarea și ajută la stabilirea măsurilor ce se impun pentru oprirea sau atenuarea lor.

Evitarea efectelor dăunătoare a tasărilor inegale asupra structurii de rezistență cît și a funcționalității construcțiilor impune proiectării să facă

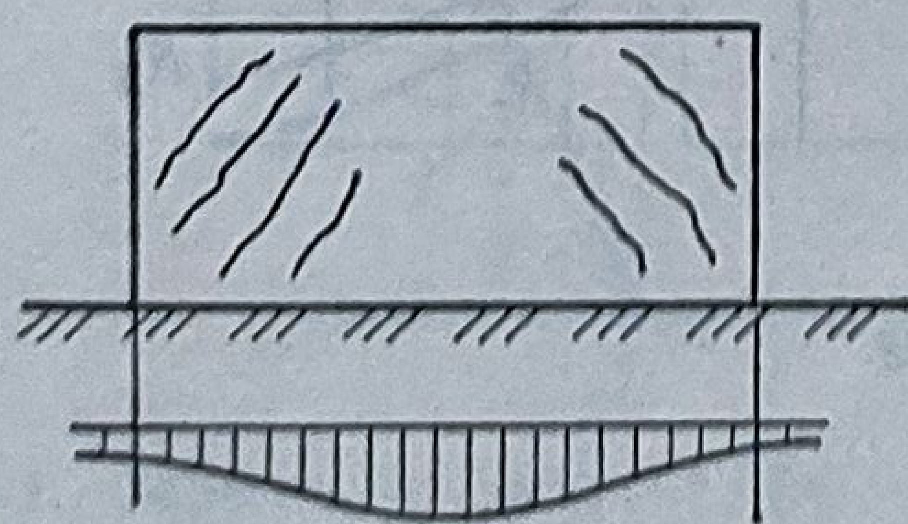


Fig. 8.19. Tasarea unei clădiri de lungime mare.

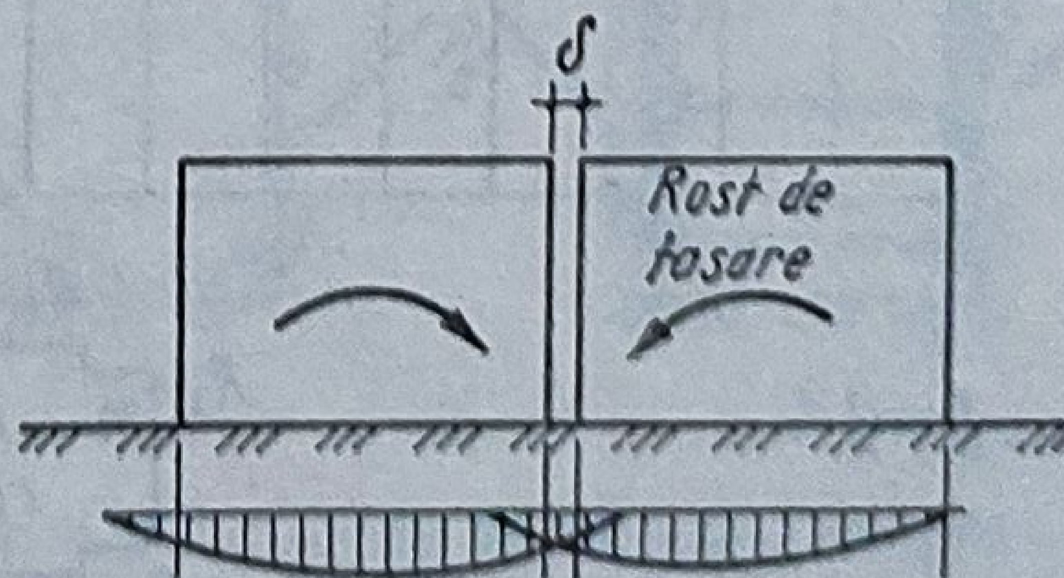


Fig. 8.20. Tasarea în cazul rosturilor de tasare.

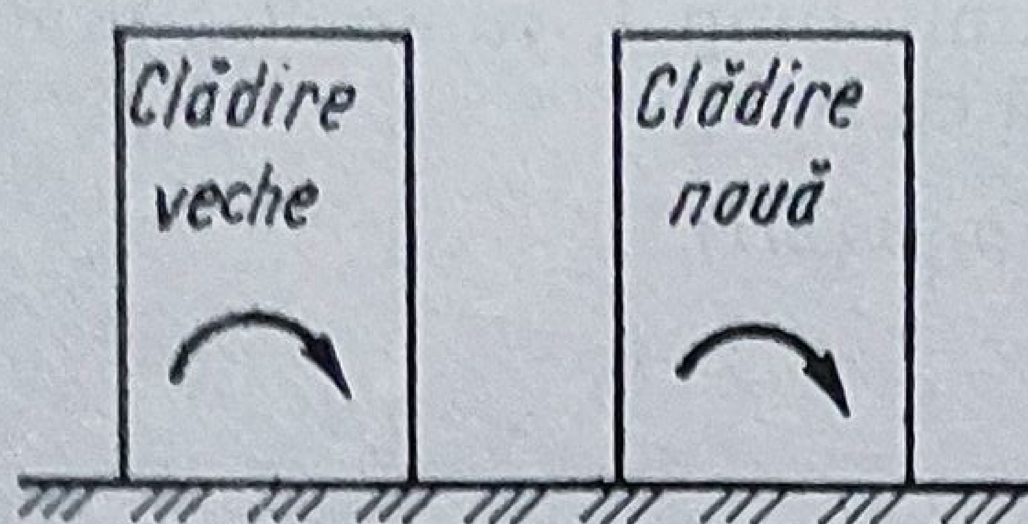


Fig. 8.21. Tasări la clădiri apropiate, construite cu o decalare de timp.

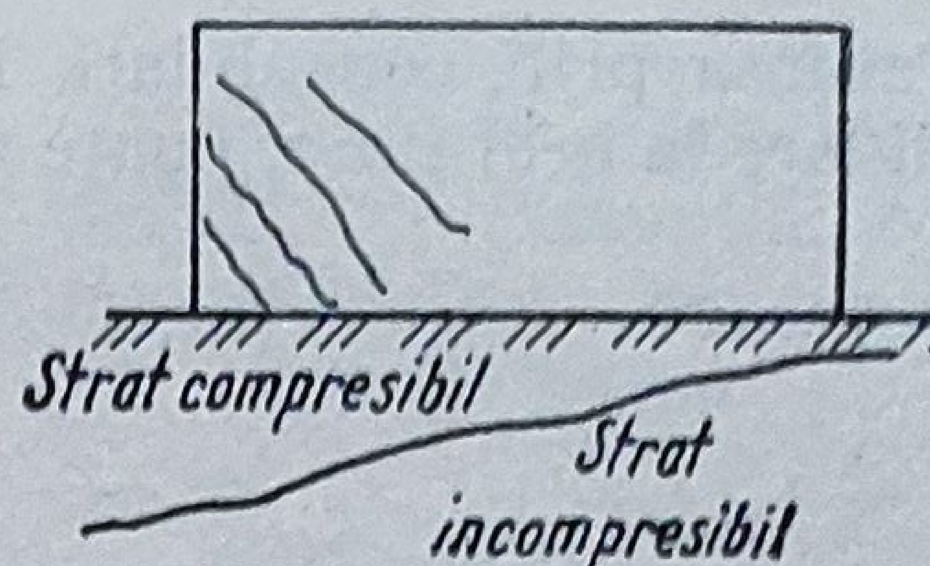


Fig. 8.22. Tasări la capătul clădirii.

calculul tasărilor probabile și să asigure înscrierea lor în condițiile admise de normele în vigoare (v. STAS 3300-77), funcție de tipul și destinația construcției.

Pentru urmărirea evoluției în timp a tasărilor se procedează la măsurarea lor pe cale topografică, la diferite intervale de timp. Pe clădire, la colțuri, rosturi de tasare, în zona casei scărilor etc. se montează repere care se deplasează odată cu construcția, iar în afara zonei de influență a construcției se realizează repere de adîncime, introduse în pămînt și încastrate în stratul de bază astfel încît să nu înregistreze deplasări pe verticală. Cu ajutorul reperelor, prin nivelment, se măsoară tasările efective la diferite intervale de timp, începînd chiar din perioada executării construcției și pînă la stabilizarea lor.

Rezultatele obținute prin urmărire se trec într-un grafic în care se pune în evidență relația dintre încărcare-tasare-timp (fig. 8.23). Alături de

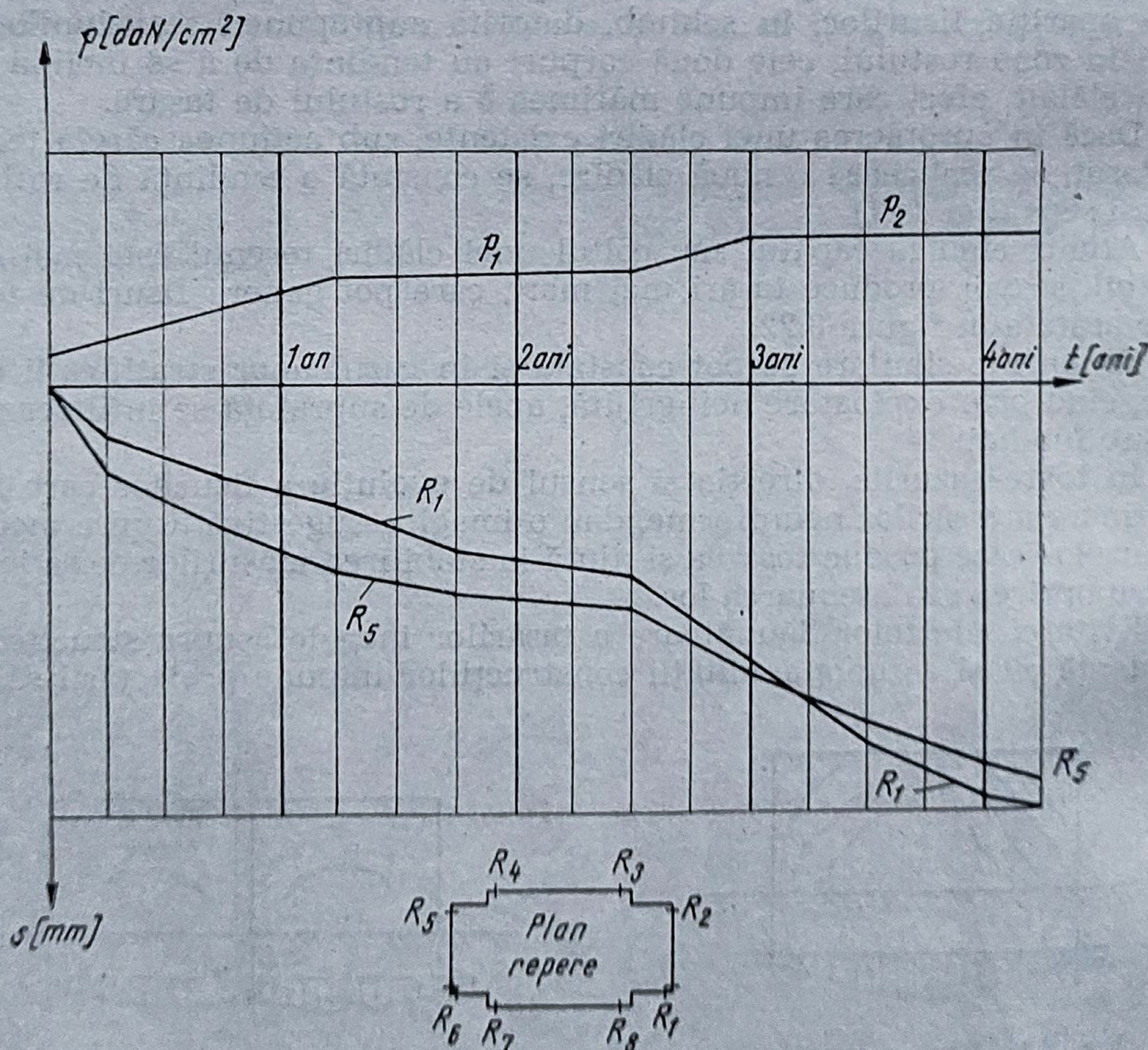


Fig. 8.23. Graficul încărcare-tasare-timp.

grafic se indică și distribuția reperelor mobile pe conturul construcției. Pentru fiecare reper se trasează diagrama tasare-timp. Din exemplul dat se poate vedea tendința de atenuare în timp a tasării. Dacă din diferite motive, încărcările cresc după un anumit timp, de la valoarea p_1 la p_2, ca urmare a executării unor etaje în plus peste cele existente, se înregistrează o creștere a tasărilor ca apoi din nou, sub acțiunea sarcinii p_2, să se producă atenuarea în timp.

În cazul în care la unul sau mai multe repere nu se constată procesul de stabilizare, tasările crescînd progresiv în timp, este un indiciu că forțele interioare de care dispune structura pămîntului nu sînt capabile să echilibreze efectul încărcărilor date de construcție, impunîndu-se măsuri de oprire a tasărilor, fie prin subzidirea fundațiilor, fie prin îmbunătățirea calităților mecanice ale terenului de fundare.

CAPITOLUL 9
ÎMPINGEREA PĂMÎNTULUI

9.1. GENERALITĂȚI

În cazul unor lucrări inginerești, cum sînt lucrările de terasamente pentru căi de comunicații, construcții miniere și subterane, fundații de adîncime, săpături pentru executarea fundațiilor, lucrări de sistematizare pe verticală a terenurilor etc., pămîntul exercită împingeri asupra elementelor de construcții, ca urmare a presiunilor ce se nasc pe suprafața de contact dintre teren și construcție.

La unele lucrări trebuie delimitat masivul de pămînt cu suprafețe foarte apropiate de verticală (suprafața AB — fig. 9.1) sau chiar suprafețe verticale (suprafața $A'B$).

Datorită greutății proprii a pămîntului și a eventualelor încărcări exterioare $p(x)$, în zona planelor de limitare AB sau $A'B$ poate avea loc per-

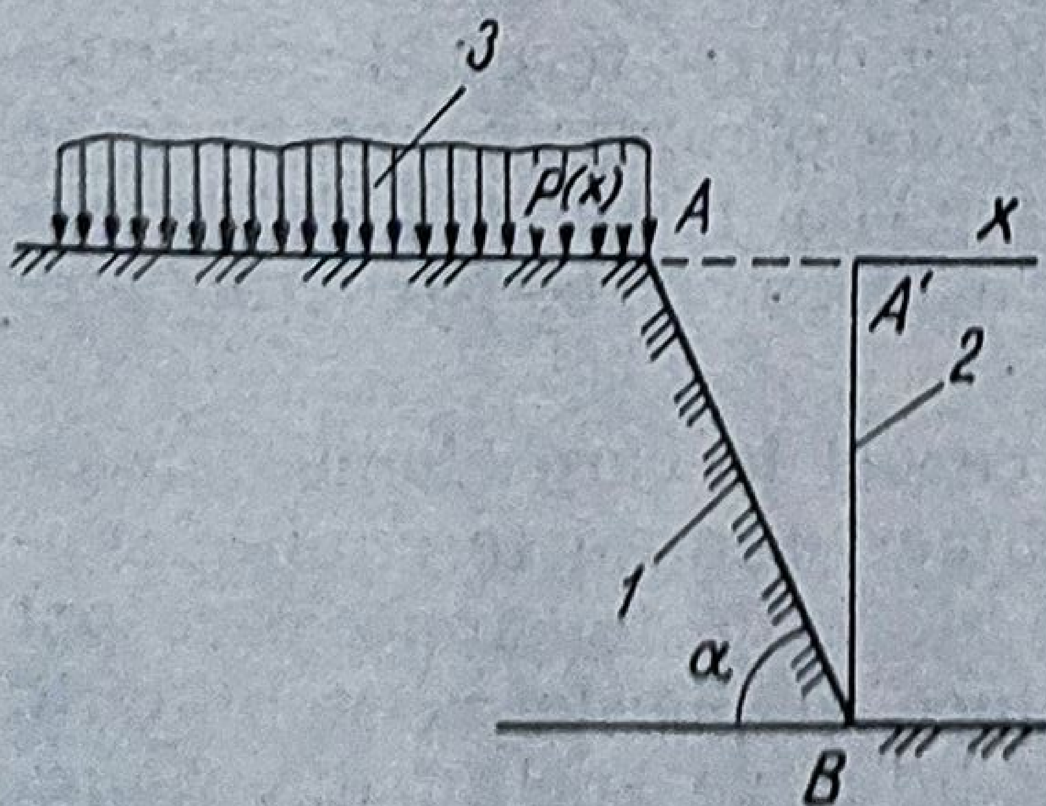


Fig. 9.1. Masiv de pămînt în taluz sau perete vertical:
1 — în taluz cu înclinare α; 2 — în perete vertical; 3 — supraîncărcare.

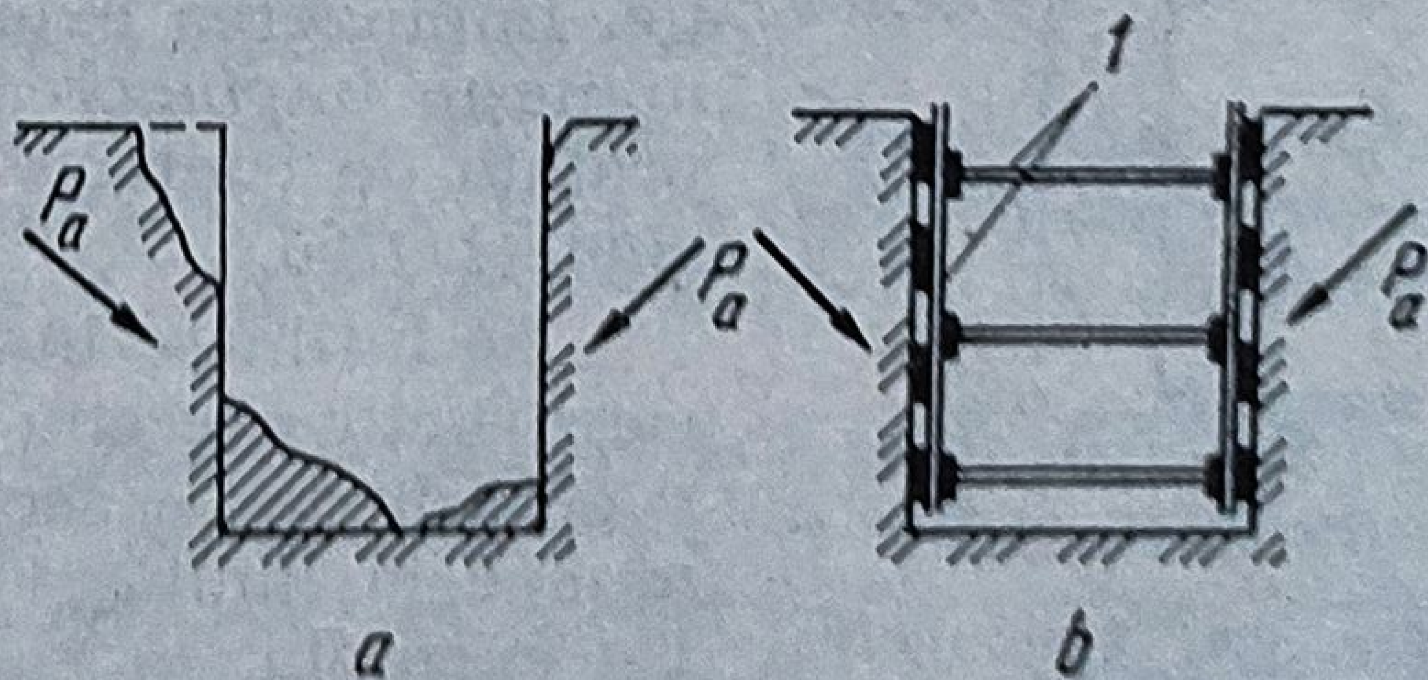


Fig. 9.2. Acțiunea pămîntului asupra sprijinirilor:
a — săpătură fără sprijiniri; b — săpătură cu sprijiniri; P_a — împingerea activă; 1 — sistem de sprijinire.

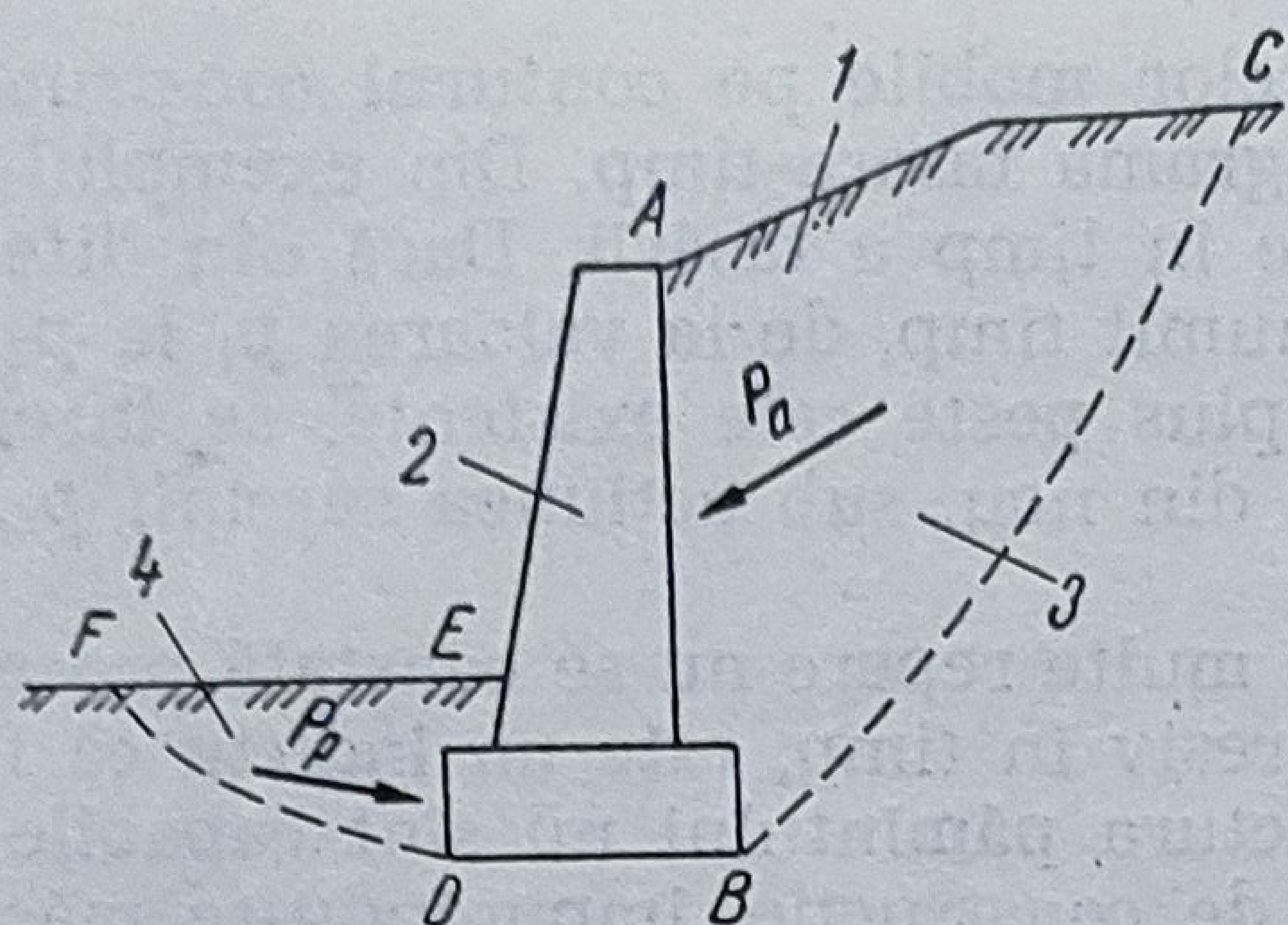


Fig. 9.3. Acțiunea pămîntului asupra unui zid de sprijin:

1 — linia terenului; 2 — zid de sprijin; 3 — prisma *ABC* care dă împingerea activă P_a; 4 — prisma *EDF* care opune rezistența pasivă P_p.

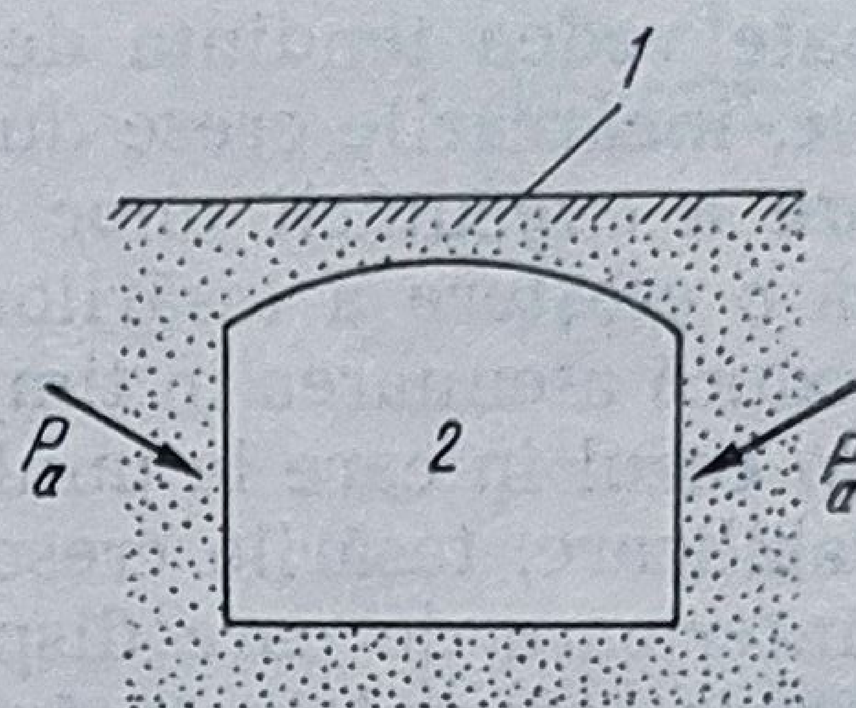


Fig. 9.4. Acțiunea pămîntului asupra unui rezervor subteran sau galerii:

1 — linia terenului; 2 — construcție subterană.

turbarea stării de echilibru. În vederea evitării pierderii stabilității masivelor de pămînt se iau diferite măsuri. Astfel, în cazul executării săpăturilor cu pereți verticali aceștia sînt susținuți cu elemente de sprijinire (fig. 9.2).

În cazul lucrărilor de terasamente și taluzări, stabilitatea pămîntului se asigură obișnuit prin ziduri de sprijin (fig. 9.3), care au rolul de a prelua împingerea pămîntului.

Asemenea cazuri în care pămîntul încarcă diferite elemente de construcții pot fi întîlnite și la construcții subterane. Așa, de exemplu, asupra pereților unui rezervor subteran sau a pereților unei galerii, pămîntul exercită o împingere P_a, care trebuie considerată la dimensionarea acestora (fig. 9.4).

La clădirile cu subsol, pămîntul solicită la încovoiere elevația, influențînd distribuția eforturilor pe suprafața de contact dintre fundație și teren (fig. 9.5).

Din exemplele prezentate se vede că pămîntul din vecinătatea elementelor de construcții acționează asupra lor exercitînd o împingere. Starea de tensiuni din această zonă corespunde stării inferioare, respectiv stării active, pentru care tensiunea verticală, dată de greutatea proprie a pămîntului și de eventuale suprasarcini este mai mare decît tensiunea ce se manifestă pe suprafața de contact dintre teren și construcție. Împingerea exercitată de pămînt în acest caz se numește *împingerea activă*, iar presiunea de pe suprafața de contact dintre teren și construcție, *presiune activă*.

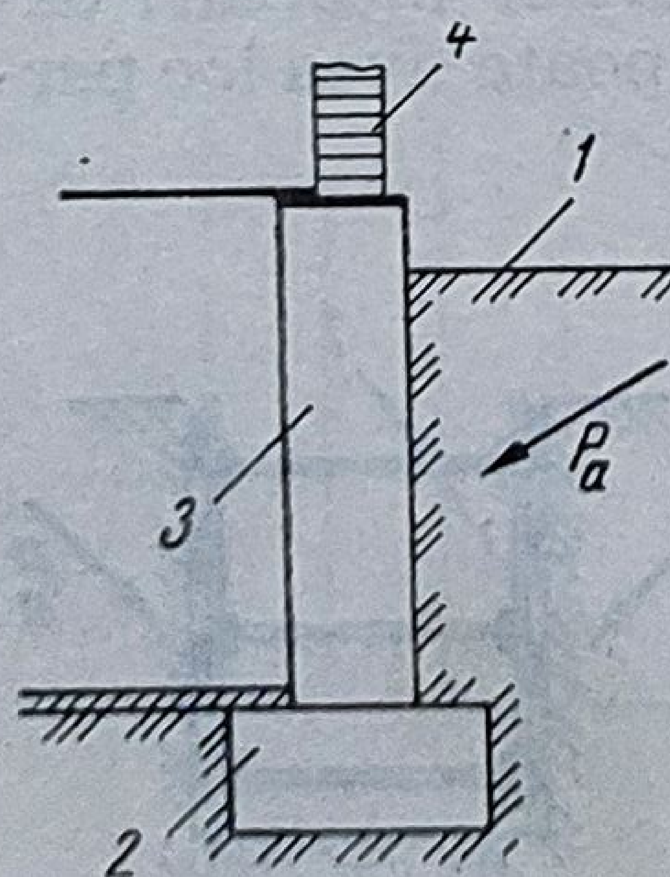


Fig. 9.5. Împingerea pămîntului asupra elevației unei fundații:

1 — linia terenului; 2 — fundație; 3 — elevație; 4 — zidărie.

Se întîlnesc însă și cazuri în care elementele de construcții exercită împingeri asupra terenului, provocînd în masa acestora stări de tensiune care pot ajunge la limită și conduce la pierderea stabilității. De exemplu, în cazul zidului de sprijin din figura 9.3, ca rezultat al împingerii active, zidul de sprijin poate fi deplasat către planul *ED*, exercitînd asupra terenului o împingere, care dacă depășește rezistența pe care pămîntul o opune P_p, conduce la dislocarea

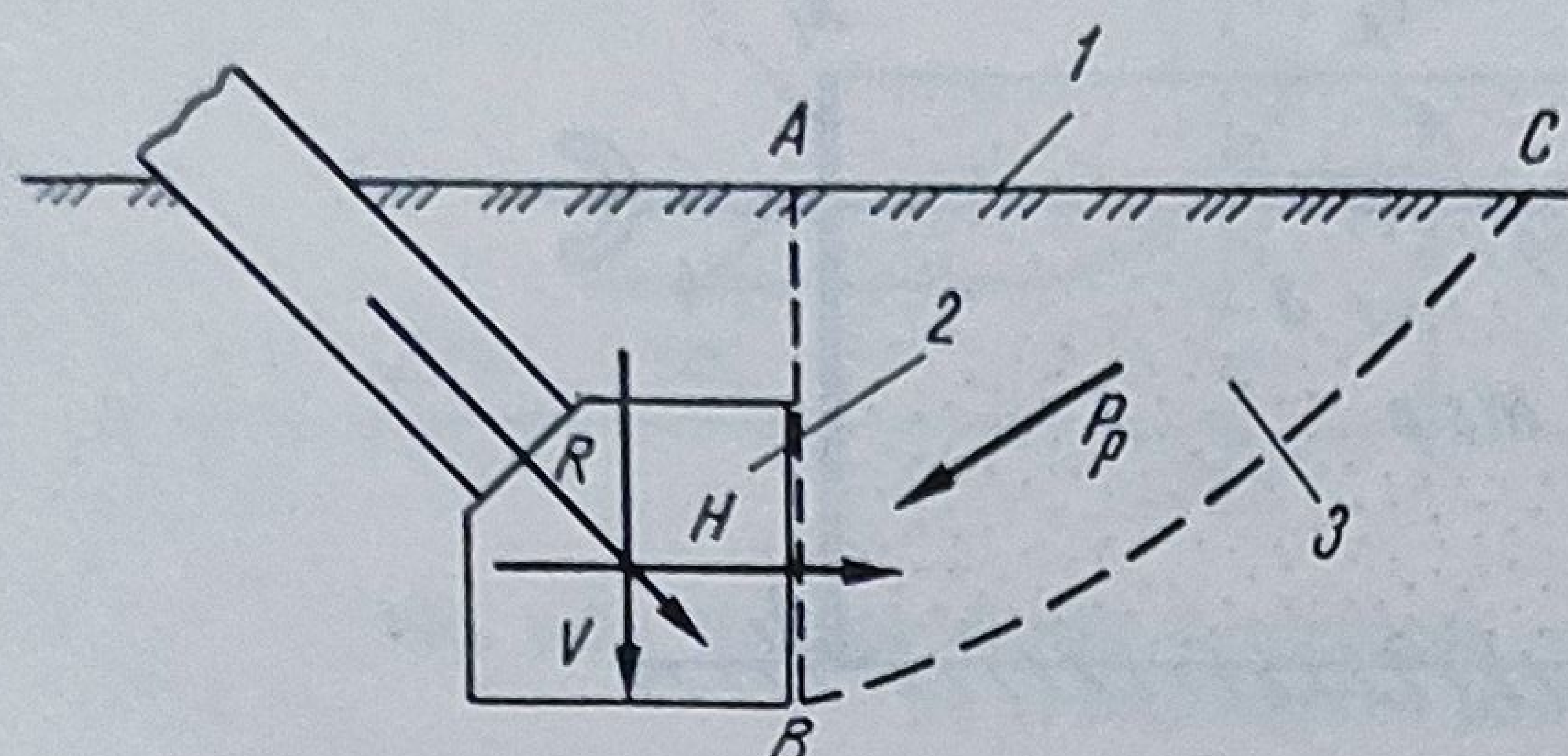


Fig. 9.6. Împingerea dată de fundația unui arc asupra terenului :

1 — linia terenului; 2 — fundație; 3 — prisma de pămînt ABC care opune rezistența pasivă P_p.

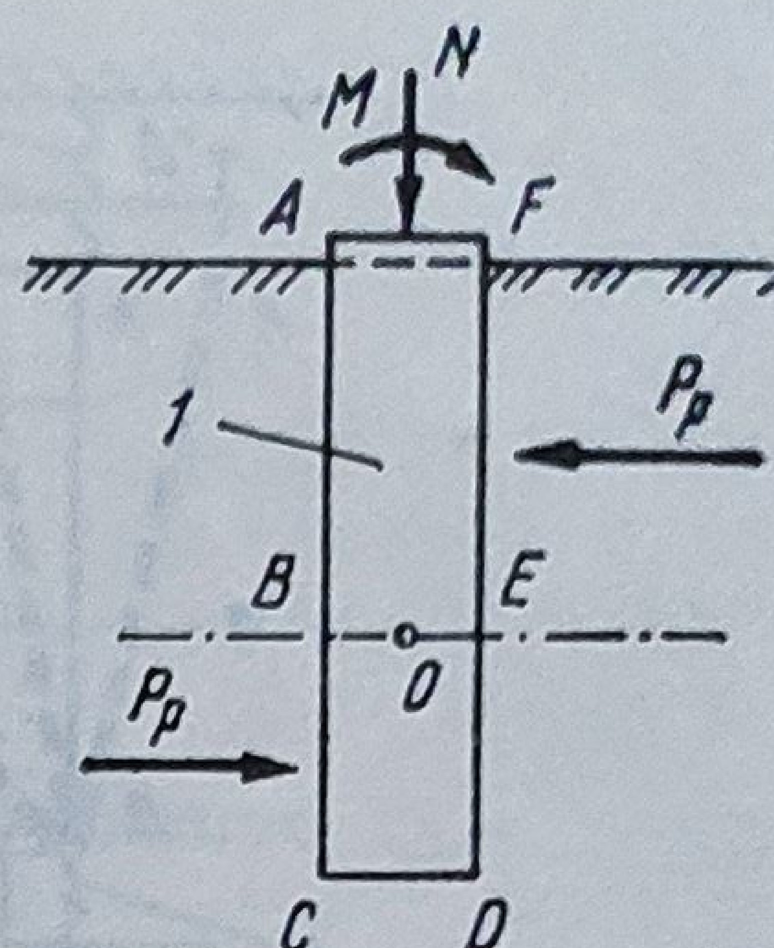


Fig. 9.7. Acțiunea pămîntului în cazul fundației încastrate :

1 — fundație încastrată; P_p — rezistența pasivă a terenului asupra fundației.

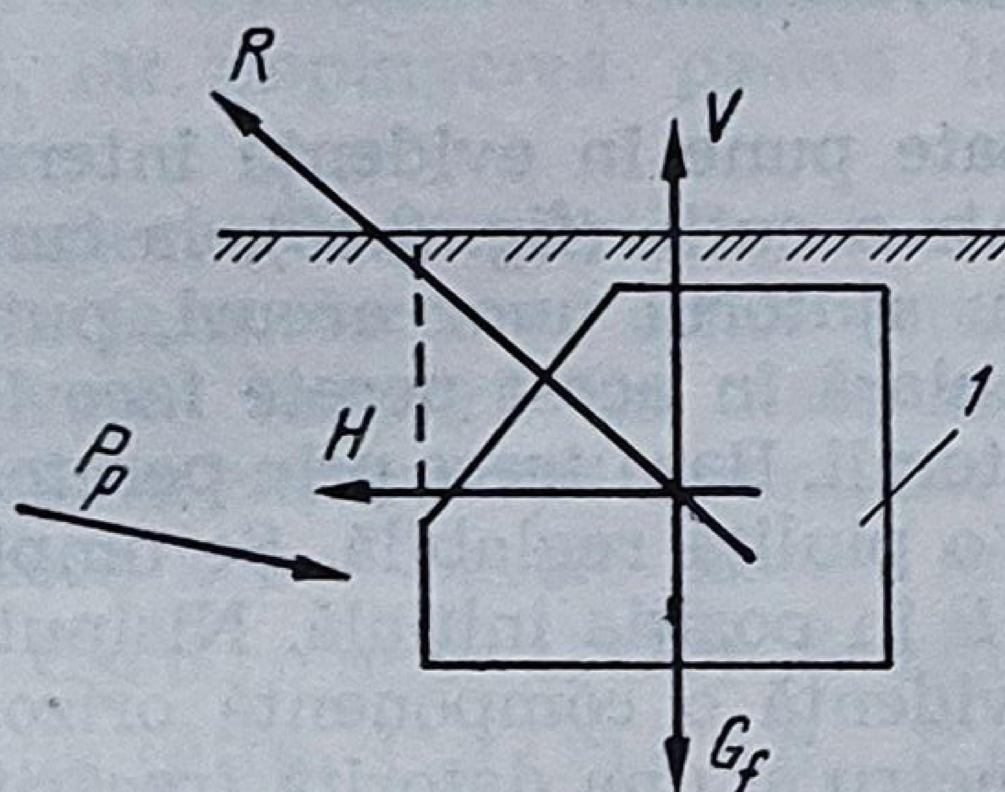


Fig. 9.8. Acțiunea pămîntului în cazul fundației acționată la smulgere :

1 — fundație; G_f — greutatea fundației; R — forța de smulgere; P_p — rezistența pasivă a terenului.

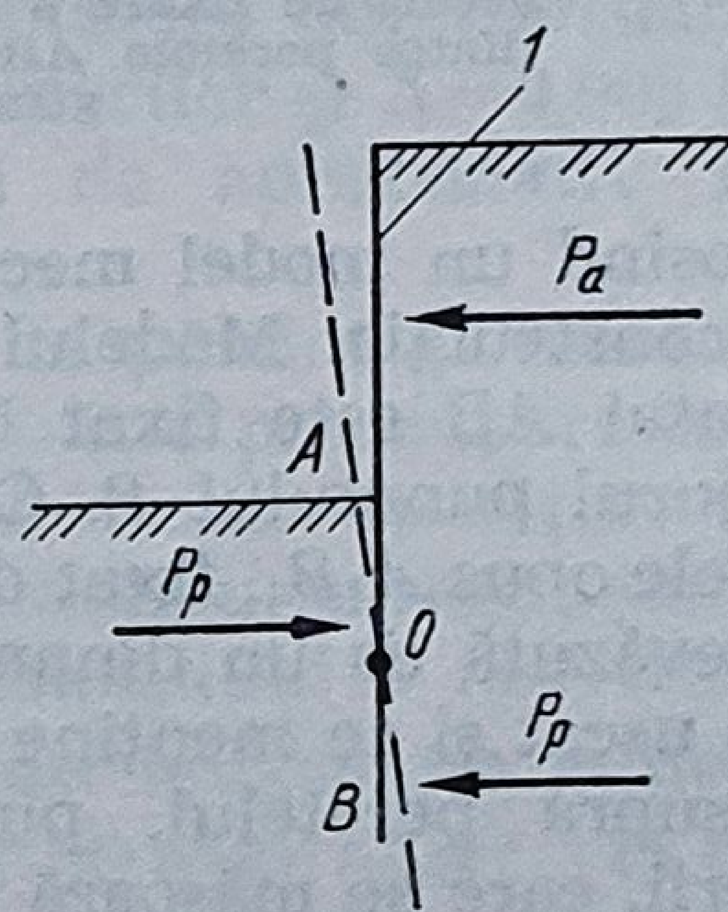


Fig. 9.9. Acțiunea pămîntului în cazul peretelui de palplanșe :

1 — perete de palplanșe.

prismei de pămînt EDF după o suprafață de alunecare DF, în lungul căreia este învinsă rezistența la forfecare a terenului τ_f, și se ajunge astfel la pierderea stabilității pămîntului și a zidului de sprijin.

Asemenea cazuri se întîlnesc în mod curent la fundațiile arcelor (fig. 9.6), la fundațiile încastrate în teren (fig. 9.7), la fundații solicitate la smulgere (fig. 9.8), la sprijinirea săpăturilor cu pereți de palplanșe (fig. 9.9) etc.

În cazul din figura 9.6, componenta orizontală H a rezultantei R deplasează fundația spre planul AB. Acestei acțiuni i se opune reacțiunea pămîntului. Dacă rezistența opusă de pămînt este mai mică, prisma de pămînt ABC va fi dislocată, alunecînd pe suprafața posibilă de cedare BC, în lungul căreia este depășită rezistența la forfecare a terenului. Împingerea generată de diferite elemente de construcții, mai mare decît rezistența opusă de greutatea proprie a terenului și eventualele supraîncărcări, conduce la starea pasivă de tensiuni.

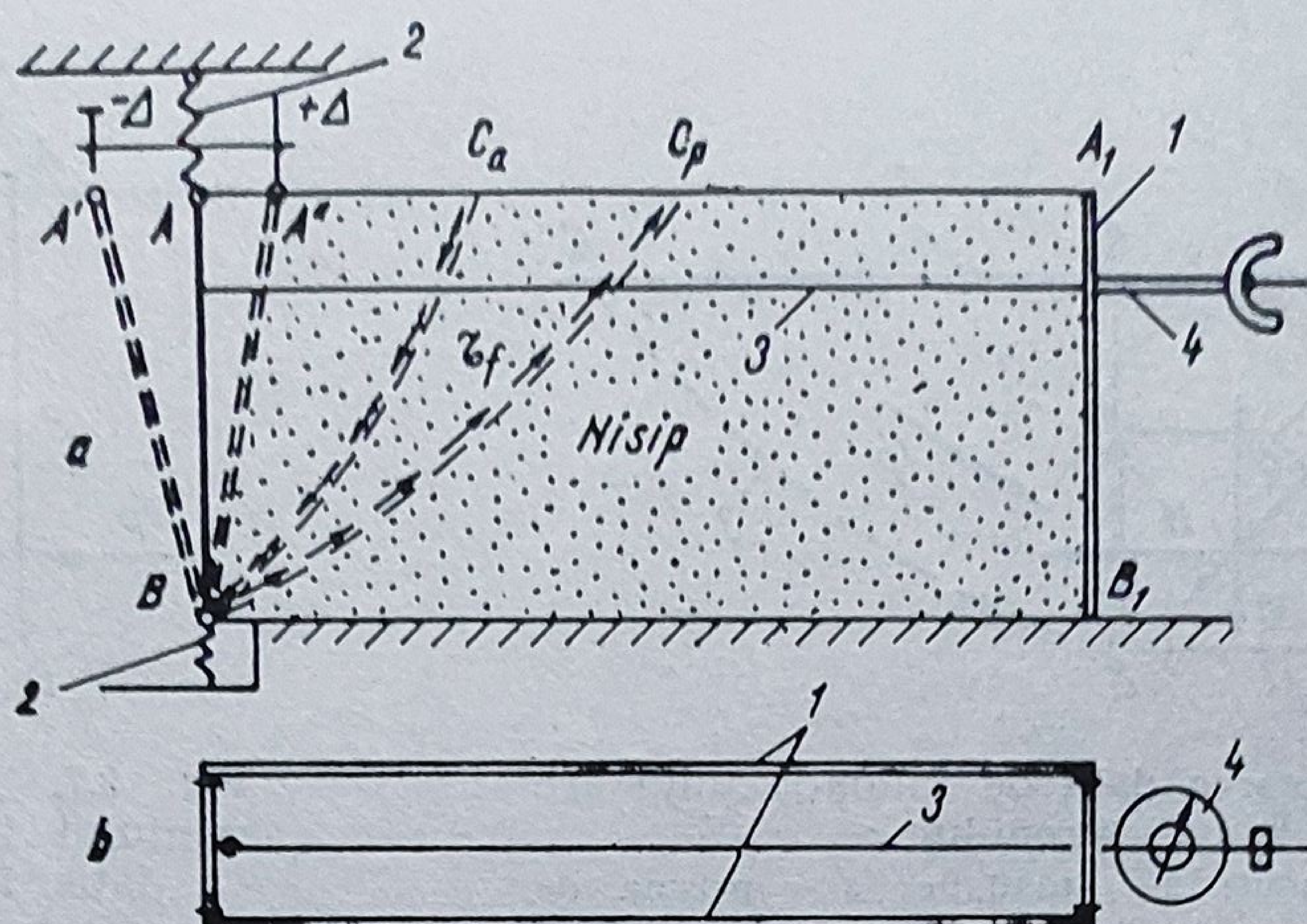


Fig. 9.10. Model pentru evidențierea împingerii pămîntului:

a — vedere laterală; *b* — vedere în plan; *1* — cutie; *2* — arcuri de fixare a peretelui mobil *AB*; *3* — bară de legătură dintre peretele *AB* și A_1B_1; *4* — dinamometru pentru înregistrarea împingerii pămîntului.

Folosind un model mecanic, se poate pune în evidență interacțiunea pămînt-construcție. Modelul constă dintr-o cutie (fig. 9.10), la care peretele frontal *AB* este fixat la capete cu ajutorul unor arcuri, putîndu-se roti în jurul punctului *B*. O bară articulară în acest perete face legătura cu peretele opus A_1B_1, fixat de pereții laterali. Bara trece prin peretele A_1B_1, fiind prevăzută cu un dinamometru și o piuliță reglabilă. Se umple cutia cu nisip uscat și se menține peretele *AB* în poziția inițială. Nisipul va acționa asupra peretelui, punînd în evidență o componentă orizontală a împingerii, care se măsoară la dinamometru și una datorită frecării dintre nisip și perete, care se măsoară cu sistemul de arcuri din punctele *A* și *B*. Rezultanta celor două componente este împingerea pămîntului în stare de repaus P_0, iar efectul acesteia, distribuit pe suprafața de contact a peretelui *AB*, cu terenul, este presiunea pămîntului în stare de repaus p_0.

Dacă peretele *AB* se rotește în jurul punctului *B*, la o deplasare minimă $\Delta = AA'$, se constată o reducere a valorilor înregistrate la cele două sisteme de înregistrare, pînă la stabilizarea acestora la o valoare minimă, iar în masa de nisip apare o suprafață de alunecare BC_a. Greutatea proprie a prismei de pămînt ABC_a, învinge rezistența la forfecare a nisipului pe suprafața de cedare BC_a, în zona căreia este atinsă condiția de echilibru limită activă, iar prisma de pămînt va exercita efectul maxim de împingere asupra peretelui. Cele două componente măsurate dau împingerea activă a pămîntului P_a, care, repartizată pe suprafața peretelui, este presiunea activă p_a.

Rotind peretele spre nisip, în poziția $A''B$, se va înregistra creșterea treptată a stării de tensiune în pămînt, pînă la o valoare maximă care rămîne constantă. Această valoare se pune în evidență după apariția în masa nisipului a unei suprafețe de cedare BC_p, diferită ca poziție de suprafața BC_a, suprafață pe care este atinsă starea limită pasivă de solicitare și care delimitează prisma de pămînt cu efect minim la acțiunea peretelui. Rezultanta celor două componente este rezistența pasivă P_p, care, repartizată pe suprafața de contact dintre perete-teren, dă presiunea pasivă p_p.

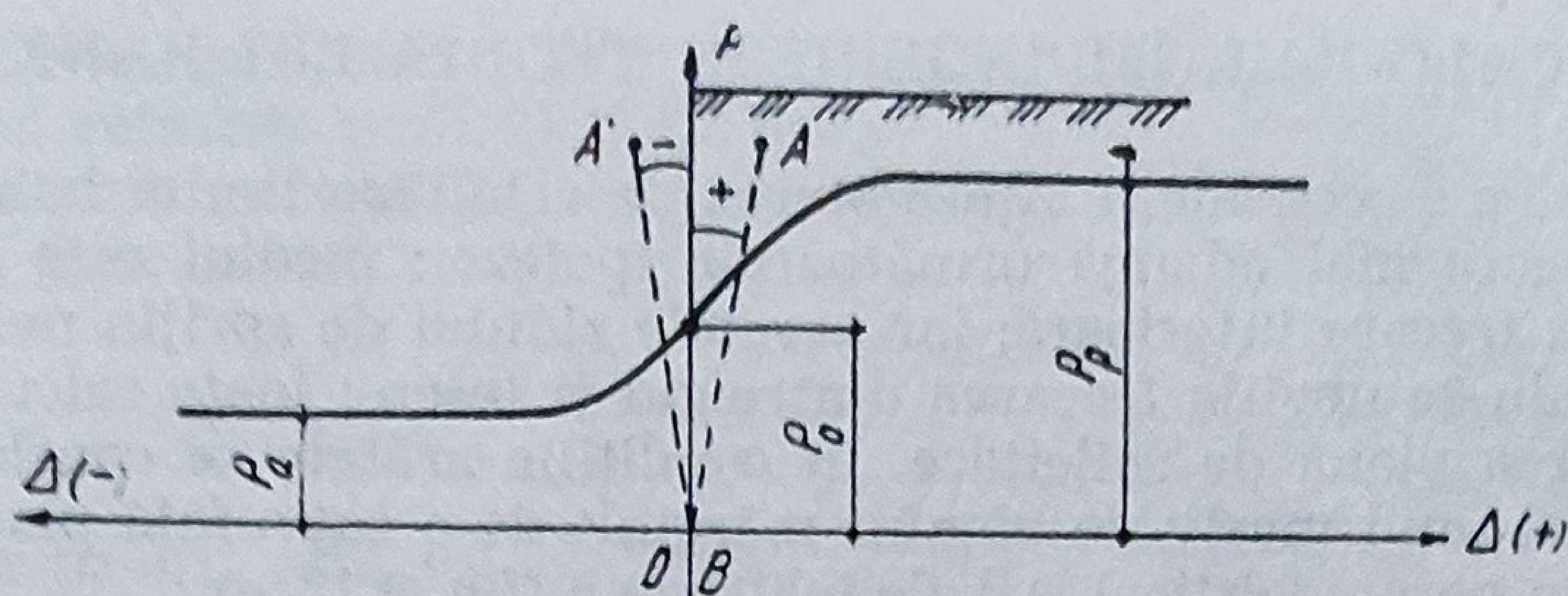


Fig. 9.11. Relația dintre deplasarea elementului de construcție și împingerea pămîntului.

Procedînd identic pe diferite categorii de nisipuri, se constată că împingerea activă și pasivă sînt influențate de proprietățile nisipului și, în special, de greutatea specifică aparentă, starea de îndesare și unghiul frecării interne. Cu rezultatele obținute se evidențiază grafic relația dintre deplasarea zidului și împingerea pămîntului (fig. 9.11).

Încercări experimentale au arătat că împingerea activă a terenului se manifestă numai dacă zidul înregistrează o deplasare din translație sau rotire care să depășească $\Delta=0{,}001\,h$ în cazul nisipurilor și $\Delta=0{,}005\,h$ pentru argile, iar împingerea pasivă la deplasări de aproximativ 10 ori mai mari.

Cunoașterea împingerii laterale exercitate de pămînt și luarea ei în considerare la proiectarea construcțiilor a constituit o preocupare încă din cele mai vechi timpuri. Cu toate acestea, multă vreme ea a fost tratată numai pe baza experienței acumulate în timp, folosindu-se reguli empirice.

Cel care a pus bazele teoriei împingerii pămîntului a fost francezul Ch. A. Coulomb (1776). Studiile lui au fost îmbogățite în decursul timpului de către Culmann, Rebhan și Poncelet. O contribuție însemnată a avut-o Rankine, care, pornind de la problema generală a echilibrului unei mase de pămînt sub acțiunea greutății proprii, a stabilit teoria echilibrului limită (1856).

Cu toate că la baza teoriei lui Coulomb stau modele și ipoteze ce nu reflectă întrutotul comportarea reală a fenomenului, împreună cu teoria lui Rankine, constituie teoria clasică a împingerii pămîntului, care se aplică și în zilele noastre, cu rezultate bune, la rezolvarea multor probleme întîlnite în practica inginerească.

Se cunosc teorii și metode de calcul mai exacte, care au la bază teoria generală a echilibrului-limită și care permit rezolvarea celor mai complexe probleme sub aspectul contactului dintre zid și teren, a proprietăților terenului, a formei suprafeței terenului și a eventualelor suprasarcini care încarcă terenul. O soluție teoretică exactă a problemei a fost formulată de către V. V. Socolovschi, care pornind de la ecuațiile echilibrului-limită într-un semiplan și punînd condițiile de contur corespunzătoare diferitelor cazuri date, a stabilit forma suprafețelor de alunecare și mărimea tensiunilor ce iau naștere în masivul de pămînt.

În cele ce urmează se prezintă metode de calcul bazate pe teoria lui Rankine și Coulomb.

9.2. CALCULUL ÎMPINGERII ÎN TEORIA LUI RANKINE

R a n k i n e consideră atinsă starea de echilibru limită în masivul de pămînt la care mai adaugă următoarele ipoteze : mediul este omogen și granular cu frecare interioară, iar peretele zidului de sprijin neted și vertical, putîndu-se neglija frecarea dintre zid și teren ; toate calculele se referă la starea plană de solicitare. În condițiile arătate se consideră cazul particular al unui masiv de pămînt mărginit de o suprafață plană orizontală și de un perete vertical *AB*, de înălțime *h* (fig. 9.12, *a*).

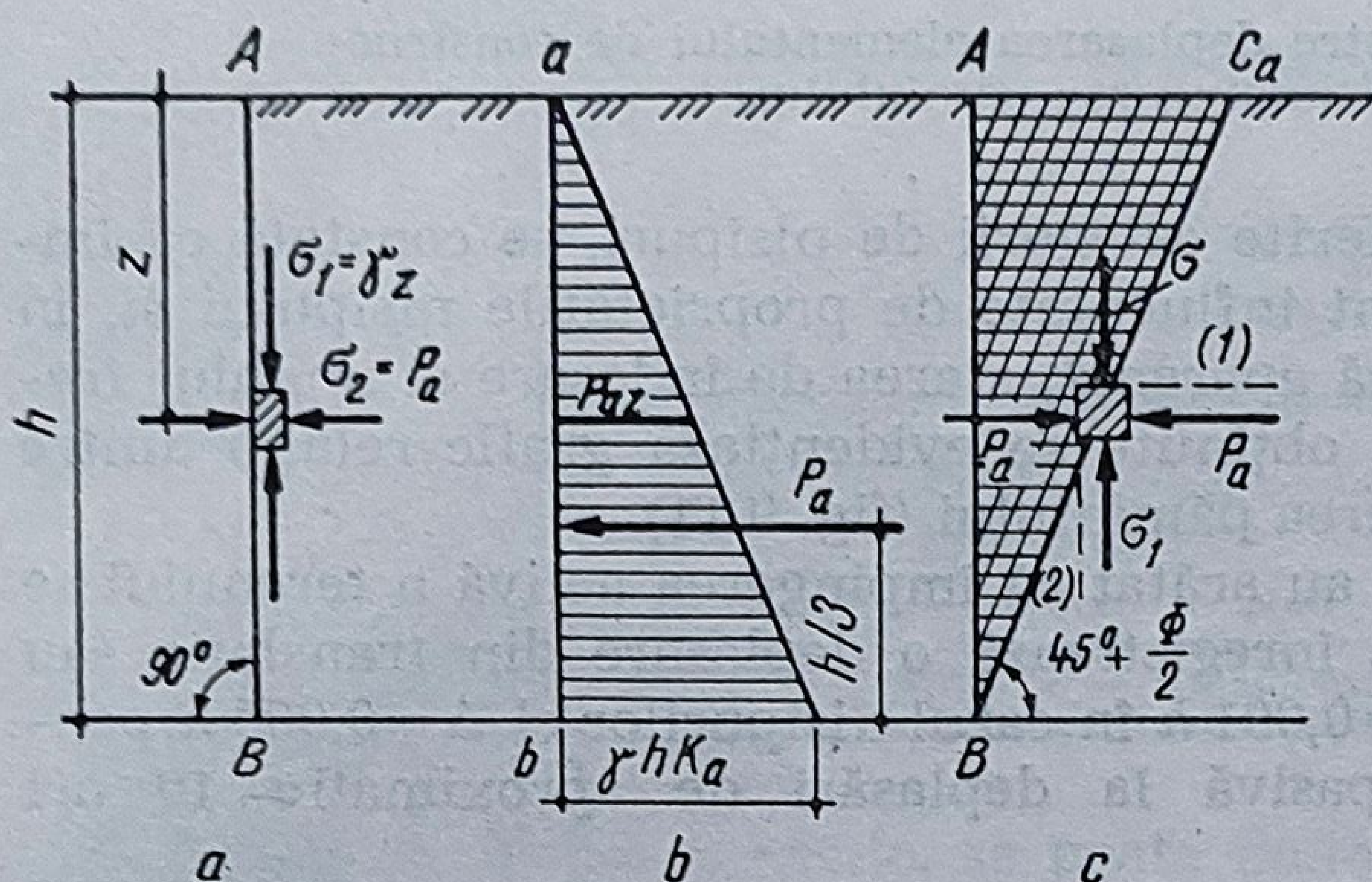


Fig. 9.12. Împingerea activă din greutatea proprie a pămîntului :

a — perete vertical *AB* de reținere; *b* — distribuție triunghiulară a presiunilor active pe înălțimea *h*; *c* — poziția planului de cedare BC_a față de direcția principală *1*.

Pe planul vertical *AB*, la adîncimea *z* de la suprafața terenului, asupra unui element de volum acționează tensiunea principală verticală $\sigma_1=\gamma z$, iar pe orizontală tensiunea $\sigma_2=f(\sigma_1)$, care este tocmai presiunea dată de pămînt asupra zidului. Starea reală de tensiuni în pămînt va genera împingerea activă sau pasivă, după cum tensiunile σ_1 și σ_2 vor satisface condiția de echilibru limită activă sau pasivă.

9.2.1. ÎMPINGEREA ACTIVĂ

Tensiunile principale σ_1 și σ_2 trebuie să satisfacă condiția echilibrului limită

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_2}=\mathrm{tg}^2\left(45°+\frac{\Phi}{2}\right). \tag{9.1}$$

Dar, $\sigma_1=\gamma z$, iar $\sigma_2=p_a$ este tocmai presiunea activă. Înlocuind se obține

$$\frac{\gamma z}{p_a}=\mathrm{tg}^2\left(45°+\frac{\Phi}{2}\right),$$

sau

$$p_a=\gamma z\ \mathrm{tg}^2\left(45°-\frac{\Phi}{2}\right)=\gamma z K_a, \tag{9.2}$$

unde K_a reprezintă coeficientul împingerii active, fiind o mărime fără dimensiuni și de valoare subunitară.

Distribuția presiunilor active pe înălțimea h a zidului este triunghiulară, avînd valoarea maximă la bază (fig. 9.12, *b*).

Rezultanta presiunilor active pe înălțimea $h=AB$ este împingerea activă P_a. Mărimea ei rezultă din

$$P_a=\int_0^h p_a\,dz=\int_0^h \gamma z K_a\,dz=\left|\frac{\gamma z^2}{2}K_a\right|_0^h=\frac{\gamma h^2}{2}K_a, \tag{9.3}$$

adică este tocmai volumul diagramei presiunilor active *abc* :

$$P_a=\frac{p_a\cdot h}{2}\cdot 1=\frac{\gamma}{2}hK_a h=\frac{\gamma\cdot h^2}{2}K_a. \tag{9.4}$$

Împingerea activă P_a se consideră că acționează pe suprafața de sprijin AB, la $h/3$ față de baza diagramei (fig. 9.12, *b*).

Din teoria stării de echilibru limită activă se știe că planul de rupere face cu orizontala, cu direcția principală *1*, unghiul de $45^\circ+\dfrac{\Phi}{2}$, care delimitează prisma de pămînt ABC_a (fig. 9.12, *c*). Sub efectul greutății proprii, prisma de pămînt va aluneca pe suprafața BC_a, acționînd asupra zidului de înălțime $h=AB$, cu presiunea activă p_a și împingerea activă P_a.

În cazul cînd suprafața liberă a terenului suferă o încărcare q, distribuită uniform pe unitatea de suprafață (fig. 9.13, *a*), tensiunea principală σ_1, la adîncimea z, va fi

$$\sigma_1=\gamma z+q, \quad \text{iar} \quad \sigma_2=p_a.$$

Substituind în condiția de echilibru limită, pentru starea activă, se obține

$$\frac{\gamma z+q}{p_a}=\text{tg}^2\left(45^\circ+\frac{\Phi}{2}\right),$$

sau

$$p_a=(\gamma z+q)\,\text{tg}^2\left(45^\circ-\frac{\Phi}{2}\right)=\gamma z K_a+qK_a. \tag{9.5}$$

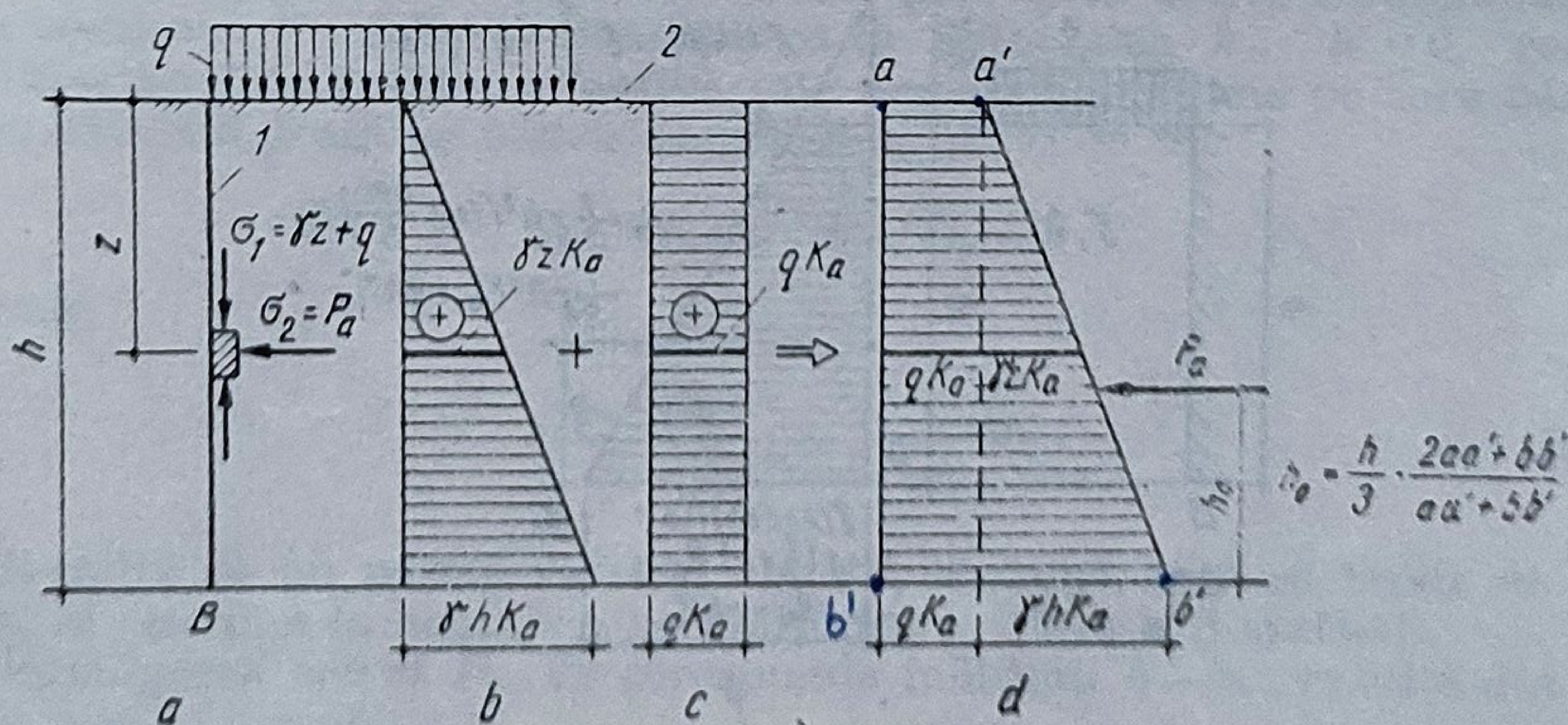


Fig. 9.13. Efectul supraîncărcării q asupra împingerii active :
a — perete vertical de reținere; *1* — perete; *2* — linia terenului; *q* — supraîncărcarea; *b* — diagrama presiunilor active din greutatea proprie a pămîntului; *c* — efectul supraîncărcării *q*; *d* — diagrama totală.

Relația (9.5) este alcătuită din doi termeni, primul reprezintă presiunea activă dată de greutatea proprie a pămîntului (fig. 9.13, *b*), iar cel de al doilea, influența încărcării distribuite q (fig. 9.13, *c*).

Presiunea activă dată de supraîncărcarea q nu depinde de z, deci este constantă pe înălțimea peretelui AB.

Suprapunînd cele două acțiuni se obține diagrama presiunilor active de formă trapezoidală, ale cărei abscise sînt :

$$\overline{aa'}=(p_a)_A=qK_a \quad \text{și} \quad \overline{bb'}=(p_a)_B=\gamma hK_a+qK_a.$$

Împingerea activă P_a este dată de volumul presiunilor și va acționa în centrul de greutate al diagramei $abb'a'$ (fig. 9.13, *d*), la distanța h_0 față de baza diagramei :

$$P_a=\frac{\overline{aa'}+\overline{bb'}}{2}h\cdot 1=\frac{qK_a+(q+\gamma h)\,K_a}{2}h.$$

Efectuîndu-se calculele, se obține

$$P_a=\frac{1}{2}\gamma h^2K_a+qhK_a \tag{9.6}$$

Problema poate fi rezolvată și înlocuind încărcarea q cu un strat de pămînt de grosime h_{ec} avînd aceleași proprietăți cu ale stratului asupra căruia acționează (fig. 9.14), adică $q=\gamma\, h_{ec}$, de unde $h_{ec}=q/\gamma$. Se fac calculele pentru peretele $A'B$ și stratul de grosime $h+h_{ec}$.

Din diagrama presiunilor se ia numai zona ce corespunde înălțimii reale a peretelui, $h=AB$ (fig. 9.14, *b*).

Pentru terenul cu coeziune, plecînd de la condiția de echilibru, ce corespunde stării active de solicitare

$$\sigma_1=\sigma_2\,\mathrm{tg}^2\left(45°+\frac{\Phi}{2}\right)+2c\,\mathrm{tg}\left(45°+\frac{\Phi}{2}\right), \tag{9.7}$$

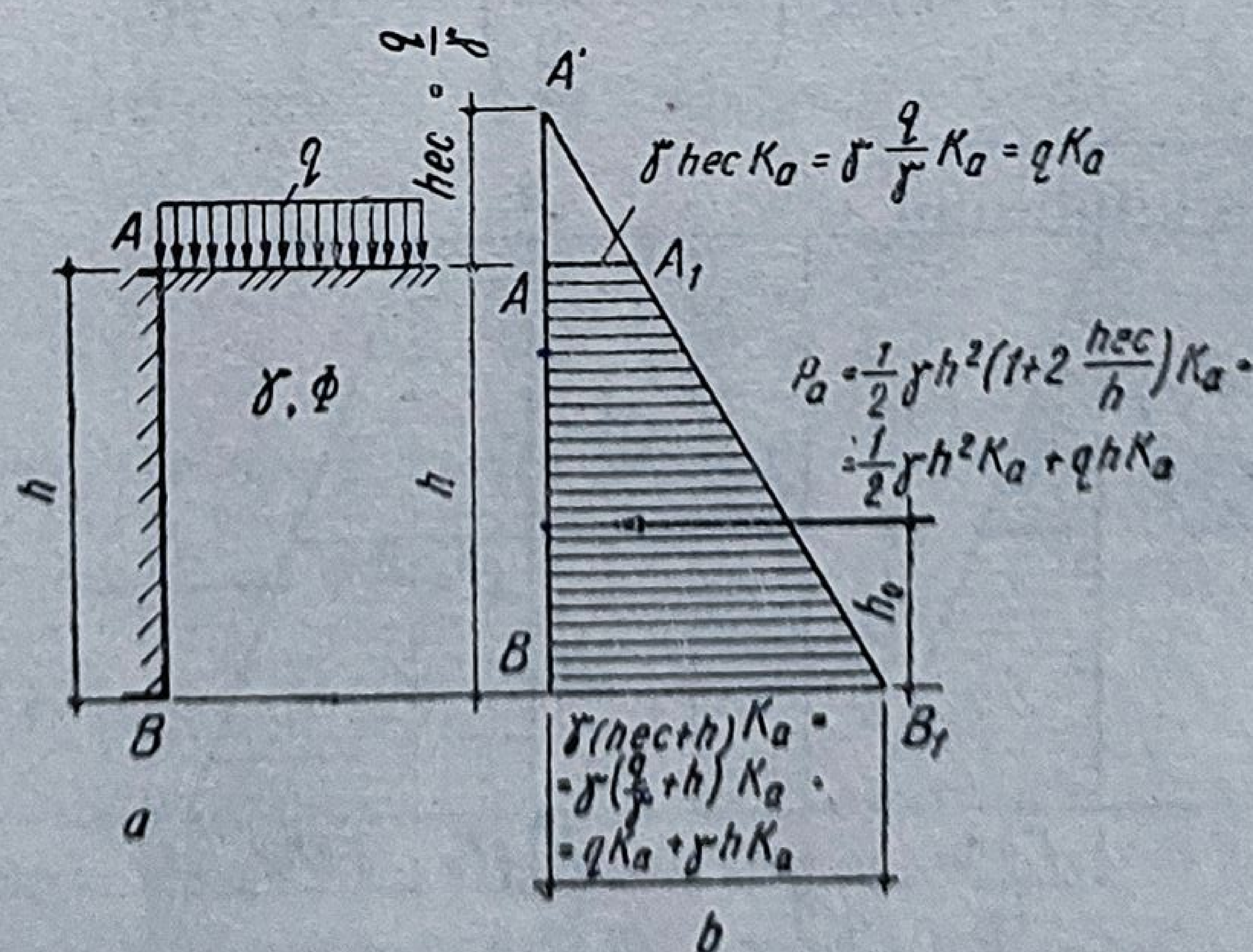


Fig. 9.14. Supraîncărcare q înlocuită cu un strat de pămînt de același efect :

a — terenul acționat de o supraîncărcare q; *b* — diagrama reală de presiuni active AA_1B_1B.

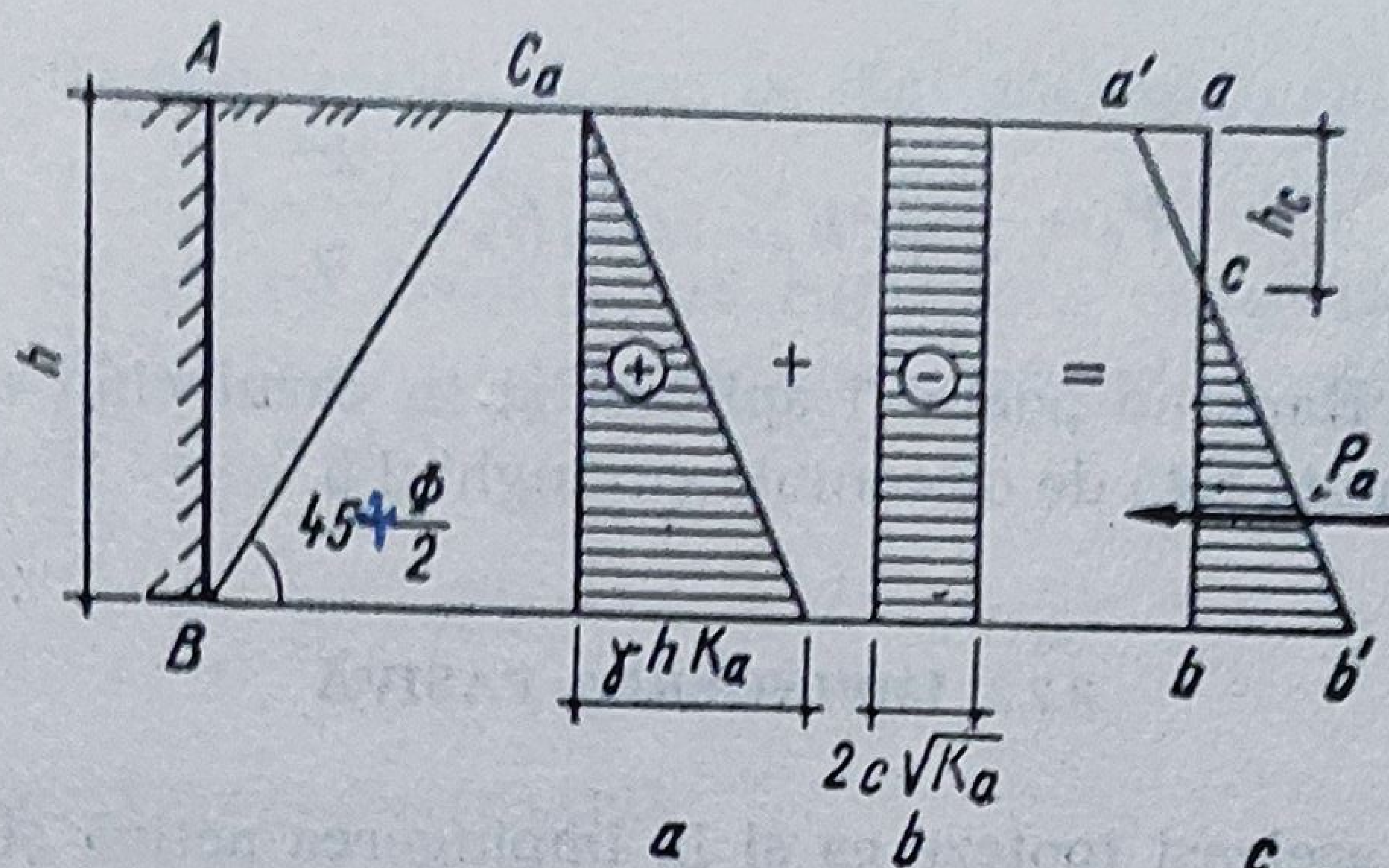


Fig. 9.15. Influenţa coeziunii pămîntului asupra presiunii active:

a — presiunea activă din greutatea proprie; *b* — presiunea activă din coeziune; *c* — diagrama rezultantă.

şi făcînd înlocuirile : $\sigma_1=\gamma z$; $\sigma_2=p_a$, se obţine

$$\gamma z=p_a \operatorname{tg}^2\left(45°+\frac{\Phi}{2}\right)+2c \operatorname{tg}\left(45°+\frac{\Phi}{2}\right),$$

sau

$$p_a=\gamma z \operatorname{tg}^2\left(45°-\frac{\Phi}{2}\right)-2c \operatorname{tg}\left(45°-\frac{\Phi}{2}\right)=\gamma z K_a-2c\sqrt{K_a}.$$

Din analiza relaţiilor (9.4) la (9.8) se constată că atît supraîncărcarea q cît şi coeziunea nu influenţează direcţia planului de alunecare, care rămîne la acelaşi unghi de $45°+\frac{\Phi}{2}$.

În figura 9.15 se arată diagrama presiunilor active pentru un pămînt cu coeziune, din care se vede că prezenţa coeziunii reduce presiunea activă dată de greutatea pămîntului. Însumîndu-se cele două diagrame se constată că pe înălţimea h_c a peretelui AB, presiunea activă este anulată de către coeziune. Punîndu-se condiţia ca la adîncimea h_c, $p_a=0$, rezultă înălţimea pe care presiunea activă este negativă, înălţime pe care pămîntul nu exercită presiune activă asupra zidului :

$$p_a=\gamma h_c K_a-2c\sqrt{K_a}=0, \tag{9.9}$$

de unde

$$h_c=\frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}}=\frac{2c\sqrt{K_a}}{\gamma K_a}. \tag{9.10}$$

Rezultă că un perete vertical al unei săpături, într-un teren cu coeziune, se menţine în echilibru pe înălţimea h_c, fără a fi sprijinit.

Împingerea activă P_a, ce corespunde înălţimii $h-h_c$, rezultă din volumul presiunilor cbb' :

$$P_a=\frac{\gamma h K_a-2c\sqrt{K_a}}{2}(h-h_c). \tag{9.11}$$

sau

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_a - 2ch\sqrt{K_a} + \frac{2c^2}{\gamma}. \qquad (9.12)$$

Teoria lui Rankine poate fi aplicată și în cazul cînd suprafața terenului este înclinată față de orizontala cu unghiul β.

9.2.2. ÎMPINGEREA PASIVĂ

Admițînd aceleași ipoteze ca și la împingerea activă și plecînd de la condiția de echilibru limită pentru starea pasivă de solicitare, corespunzătoare terenurilor fără coeziune :

$$\sigma_1 = \sigma_2 \, \mathrm{tg}^2\left(45° - \frac{\Phi}{2}\right), \qquad (9.13)$$

și

$$\sigma_1 = \sigma_2 \, \mathrm{tg}^2\left(45° - \frac{\Phi}{2}\right) - 2c \, \mathrm{tg}\left(45° - \frac{\Phi}{2}\right), \qquad (9.14)$$

pentru terenurile cu coeziune, unde $\sigma_1 < \sigma_2$, se pot stabili relații pentru împingerea și presiunea pasivă, de aceeași formă cu cele stabilite în cazul împingerii active, numai că în loc de K_a, intervine coeficientul împingerii pasive

$$K_p = \mathrm{tg}^2\left(45° + \frac{\Phi}{2}\right), \qquad (9.15)$$

care este întotdeauna supraunitar.

Prisma de pămînt care opune rezistența pasivă minimă este limitată de suprafața de rupere BC_p (fig. 9.16), care face cu orizontala unghiul de

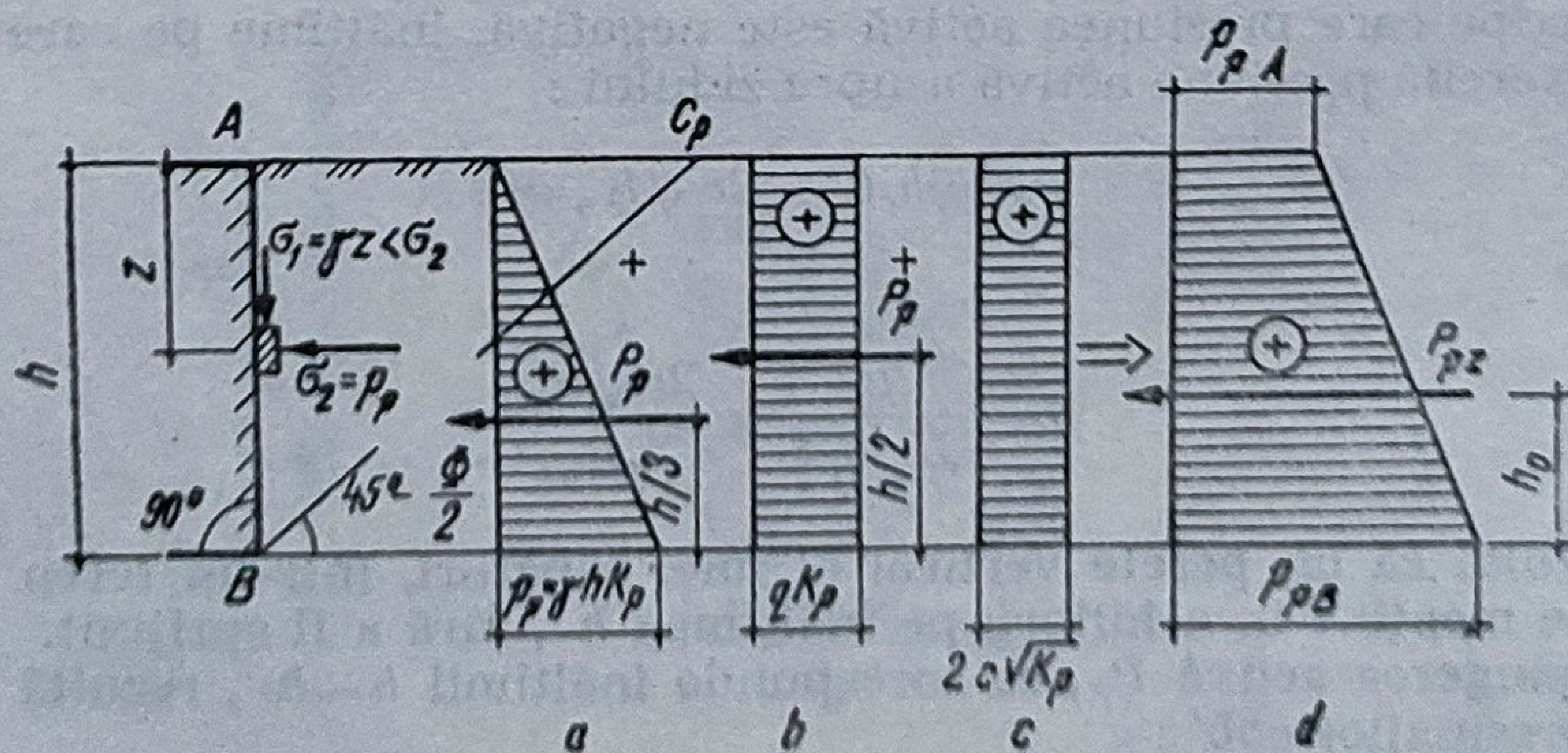


Fig. 9.16. Împingerea pasivă în teoria lui Rankine :
a — din greutatea proprie a pămîntului; b — din supraîncărcarea q; c — din coeziunea terenului; d — diagrama rezultantă.

$45-\frac{\Phi}{2}$. Distribuția presiunilor pasive, pe înălțimea unui zid AB, este prezentată în figura 9.16, *a . . . d*.

Se observă că efectul coeziunii se suprapune cu același semn peste presiunea pasivă dată de greutatea proprie a terenului, mărind rezistența pasivă. Relațiile de calcul sînt :

$$p_p=\gamma hK_p, \quad P_p=\frac{1}{2}\gamma h^2K_p, \tag{9.16}$$

date de greutatea proprie a terenului ;

$$p_p=qK_p, \quad p_p=qhK_p, \tag{9.17}$$

pentru o supraîncărcare q ;

$$p_p=2c\sqrt{K_p}, \quad P_p=2ch\sqrt{K_p}, \tag{9.18}$$

date de coeziunea terenului.

Suprapunîndu-se efectele, se obține :

$$p_{pA}=qK_p+2c\sqrt{K_p}\ ; \quad p_{pB}=p_{pA}+\gamma hK_p, \tag{9.19}$$

$$P_{p_t}=\frac{1}{2}\gamma h^2K_p+qhK_p+2ch\sqrt{K_p}. \tag{9.20}$$

Valorile coeficienților K_a și K_p se dau în tabelul 9.1, funcție de unghiul frecării interne Φ.

Dacă se stabilește valoarea coeficientului împingerii pămîntului în stare de repaus cu una din cele mai simple relații,

$$K_0=1-\sin\Phi, \tag{9.21}$$

și îl comparăm cu coeficienții K_a și K_p, pentru diferite valori ale unghiului Φ (tab. 9.2), se confirmă cele redate în figura 9.11. Unghiul frecării interne influențează hotărîtor valoarea coeficienților K și deci împingerea activă și pasivă.

Odată cu creșterea unghiului Φ crește valoarea coeficientului K_p și scad în valoare coeficienții K_0 și K_a, adică la terenurile cu Φ mic, terenuri argiloase, împingerea pasivă este mică față de împingerea pasivă a terenurilor granulare, nisipuri, pietrișuri, bolovănișuri etc., care au Φ mai mare, iar împingerea activă are valori mai mari pentru terenurile argiloase și mai mici pentru cele granulare.

Făcîndu-se raportul împingerilor, se observă că la valoarea $\Phi=10°$, împingerea pasivă este de aproximativ două ori mai mare ca cea activă, iar la valoarea $\Phi=45°$, aproximativ 34 ori mai mare.

Împingerea pămîntului în stare de repaus este mult mai apropiată ca valoare de împingerea activă, fiind de numai 1,7 ori mai mare, în cazul unghiului de frecare internă $\Phi=45°$.

TABELUL 9.1

Coeficienţii K_a şi K_p în teoria lui Rankine

Φ	10°	11°	12°	13°	14°	15°	16°	17°
K_a	0,7042	0,6796	0,6557	0,6327	0,6104	0,5888	0,5769	0,5475
$\sqrt{K_a}$	0,8391	0,8243	0,8097	0,7948	0,7812	0,7673	0,7535	0,7399
K_p	1,4200	1,4715	1,5250	1,5804	1,6382	1,6984	1,7610	1,8264
$\sqrt{K_p}$	1,1917	1,2131	1,2349	1,2581	1,2799	1,3032	1,3270	1,3514
Φ	18°	19°	20°	21°	22°	23°	24°	25°
K_a	0,5279	0,5088	0,4903	0,4723	0,4550	0,4381	0,4217	0,4059
$\sqrt{K_a}$	0,7265	0,7132	0,7002	0,6873	0,6745	0,6619	0,6494	0,6370
K_p	1,8944	1,9654	2,0396	2,1171	2,1980	2,2826	2,3712	2,4638
$\sqrt{K_p}$	1,3763	1,4019	1,4281	1,4550	1,4825	1,5108	1,5399	1,5697
Φ	26°	27°	28°	29°	30°	31°	32°	33°
K_a	0,3904	0,3756	0,3610	0,3470	0,3333	0,3201	0,3073	0,2948
$\sqrt{K_a}$	0,6248	0,6128	0,6008	0,5890	0,5773	0,5657	0,5543	0,5429
K_p	2,5611	2,6628	2,7698	2,8821	3,0000	3,1240	3,2546	3,3920
$\sqrt{K_p}$	1,6003	1,6318	1,6643	1,6976	1,7320	1,7675	1,8040	1,8417
Φ	31°	35°	36°	37°	38°	39°	40°	41°
K_a	0,2827	0,2710	0,2596	0,2486	0,2379	0,2275	0,2175	0,2077
$\sqrt{K_a}$	0,5317	0,5206	0,5095	0,4986	0,4877	0,4769	0,4641	0,4557
K_p	3,5371	3,6901	3,8518	4,0228	4,2087	4,3954	4,5984	4,8156
$\sqrt{K_p}$	1,8807	1,9210	1,9626	2,0057	2,0503	2,0965	2,1545	2,1934
Φ	42°	43°	44°	45°	46°	47°	48°	49°
K_a	0,1982	0,1891	0,1802	0,1716	0,1632	0,1552	0,1472	0,1398
$\sqrt{K_a}$	0,4452	0,4348	0,4253	0,4142	0,4040	0,3939	0,3837	0,3739
K_p	5,0447	5,2892	5,5500	5,8283	6,1261	6,4448	6,7917	7,1536
$\sqrt{K_p}$	2,2460	2,2998	2,3508	2,4142	2,4751	2,5386	2,6061	2,6746

Variația coeficienților K_a, K_0 și K_p funcție de unghiul frecării interne Φ

Φ	K_p	K_0	K_a	K_0/K_a	K_p/K_a
0°	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
10°	1,420	0,826	0,704	1,173	2,017
20°	2,040	0,658	0,490	1,343	4,163
45°	5,828	0,293	0,172	1,703	33,940

9.2.3. ÎMPINGEREA ÎN CAZUL TERENURILOR STRATIFICATE

De cele mai multe ori masele de pămînt sînt alcătuite dintr-o succesiune de straturi, fiecare strat avînd caracteristicile lui : γ, Φ și c. În asemenea cazuri, formulele stabilite în teoria lui Rankine pot fi aplicate pentru calculul împingerii pămîntului, după ce în prealabil, se transformă situația reală într-un model de calcul în care terenul se consideră omogen, fiind caracterizat de mărimi medii ponderate (fig. 9.17) :

$$\gamma_{mp}=\frac{\sum\gamma_i h_i}{\sum h_i};\quad \Phi_{mp}=\frac{\sum\Phi_i h_i}{\sum h_i}. \tag{9.22}$$

Cînd se impune mai multă precizie, se pot efectua calculele pentru fiecare strat, suprapunîndu-se efectele. În primul strat, relațiile de calcul se aplică direct, iar la cel de al doilea se consideră primul ca o supraîncărcare, $q_1=\gamma_1 h_1$, ș.a.m.d. La fața superioară a stratului doi

$$p^s_{a_2}=q_i\cdot K_{a2}=\gamma_1 h_1 K_{a2}, \tag{9.23}$$

iar la baza stratului,

$$p^b_{a_2}=p^s_{a^2}+\gamma_2 h_2 K_{a2}=(\gamma_1 h_1+\gamma_2 h_2)\,K_{a2}. \tag{9.24}$$

Împingerea activă dată de stratul doi asupra zidului AB, se obține din volumul diagramei presiunilor active. În mod identic se procedează și pentru celelalte straturi (fig. 9.18). La limita de separație dintre două stra-

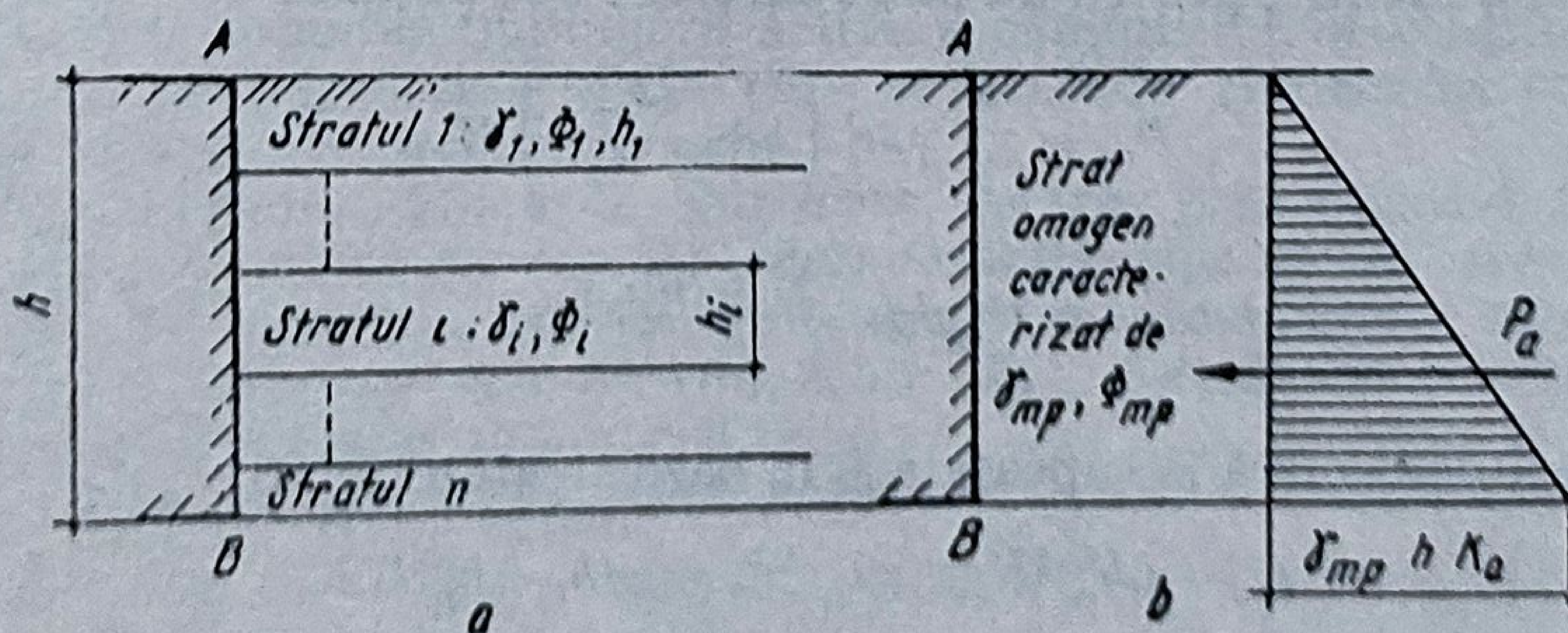


Fig. 9.17. Calculul împingerii pămîntului în cazul terenului stratificat : a — terenul stratificat; b — strat omogen echivalent avînd γ_{mp} și Φ_{mp}.

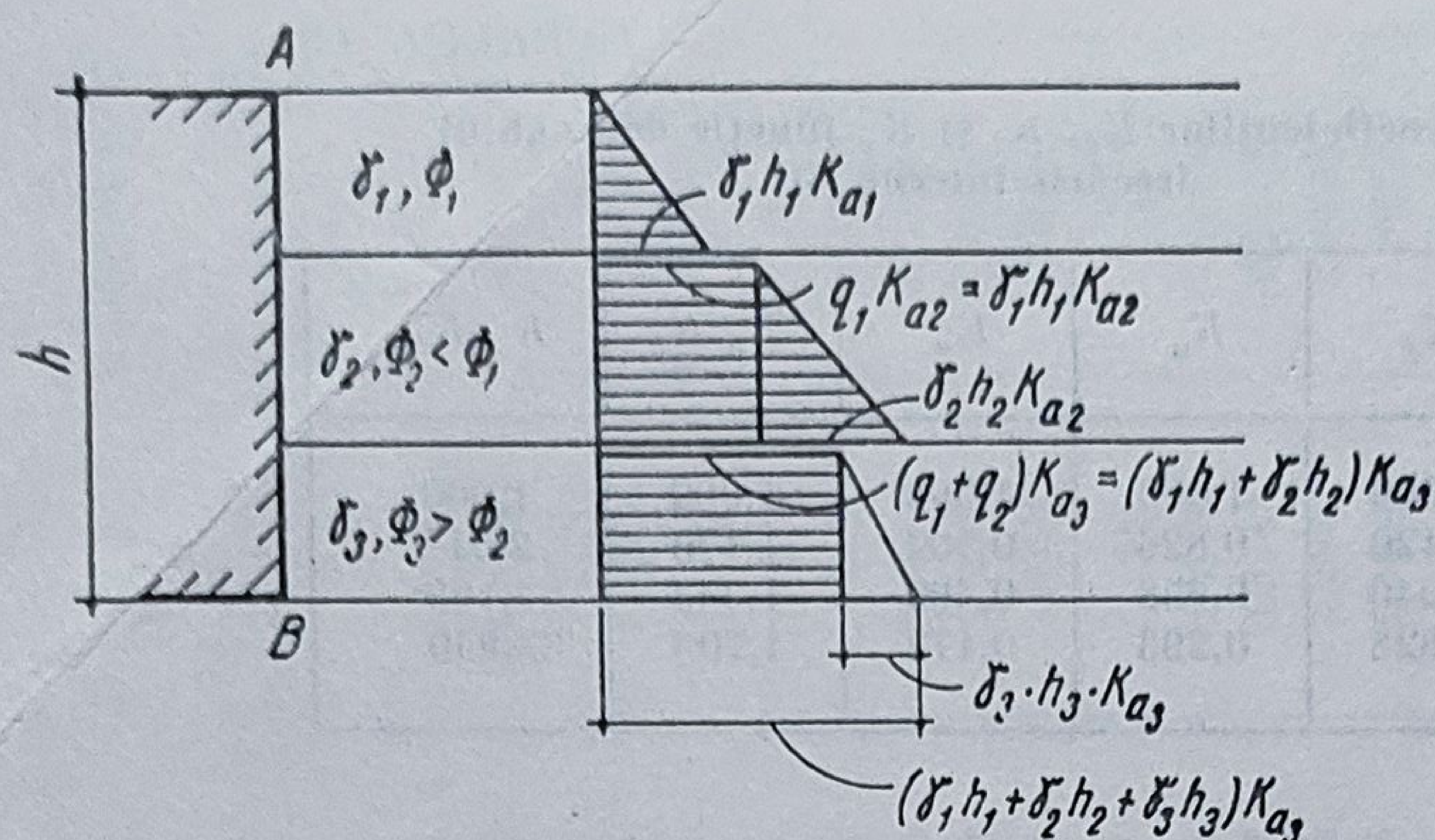


Fig. 9.18. Aplicarea directă a relațiilor de calcul în cazul terenurilor stratificate.

turi, diagrama înregistrează un salt care este influențat de mărimea unghiului Φ. În cazul presiunii active saltul va fi spre exterior, dacă $\Phi_2 < \Phi_1$ și spre interior dacă $\Phi_3 > \Phi_2$. În cazul diagramei presiunilor pasive saltul va fi mai mare spre exterior, dacă $\Phi_2 > \Phi_1$. Peste acest salt se suprapune efectul coeziunii. Panta diagramei este influențată direct de mărimea greutății specifice aparente a fiecărui strat.

O altă metodă constă în transformarea straturilor superioare în straturi echivalente, ca proprietăți, cu stratul al cărei împingere dorim să o calculăm. Pentru stratul unu se poate scrie

$$P_{a1} = \frac{1}{2}\gamma_1 h_1^2 K_{a1}. \tag{9.25}$$

În stratul al doilea la efectul dat de greutatea proprie se adaugă influența stratului precedent :

$$P_{a2} = \frac{1}{2}\gamma_2 h_2^2 K_{a2} + \gamma_2 \left(\frac{\gamma_1 h_1}{\gamma_2}\right) h_2 K_{a2} = \frac{1}{2}\gamma_2 h_2^2 K_{a2} +$$

$$+ \gamma_2 h_{ec}^1 h_2 K_{a2} = \frac{1}{2}\gamma_2 h_2^2 \left(1 + \frac{2h_{ec}^1}{h_2}\right) K_{a2}. \tag{9.26}$$

În mod identic, pentru un strat oarecare i se obține :

$$P_{ai} = \frac{1}{2}\gamma_i h_i^2 \left(1 + \frac{2h_{ec}^{i-1}}{h_i}\right) K_{ai}, \tag{9.27}$$

$$h_{ec}^{i-1} = \frac{\sum \gamma_{i-1} h_{i-1}}{\gamma_i}. \tag{9.28}$$

Presiunea activă la suprafața și la baza stratului va fi :

$$p_{ai}^s = \gamma_i h_{ec}^{i-1} K_{ai} \quad \text{și} \quad p_{ai}^b = \gamma_i (h_i + h_{ec}^{i-1}) K_{ai}. \tag{9.29}$$

Pentru calculul împingerii și presiunii pasive, relațiile sînt aceleași, numai că se substituie coeficientul K_a cu K_p.

9.3. CALCULUL ÎMPINGERII ÎN TEORIA LUI COULOMB

9.3.1. IPOTEZELE TEORIEI LUI COULOMB

C o u l o m b consideră un zid de sprijin rigid, cu posibilitatea de a se putea roti în jurul punctului B (fig. 9.19). Masivul de pămînt, omogen și lipsit de coeziune, este limitat la partea superioară de o suprafață oare-

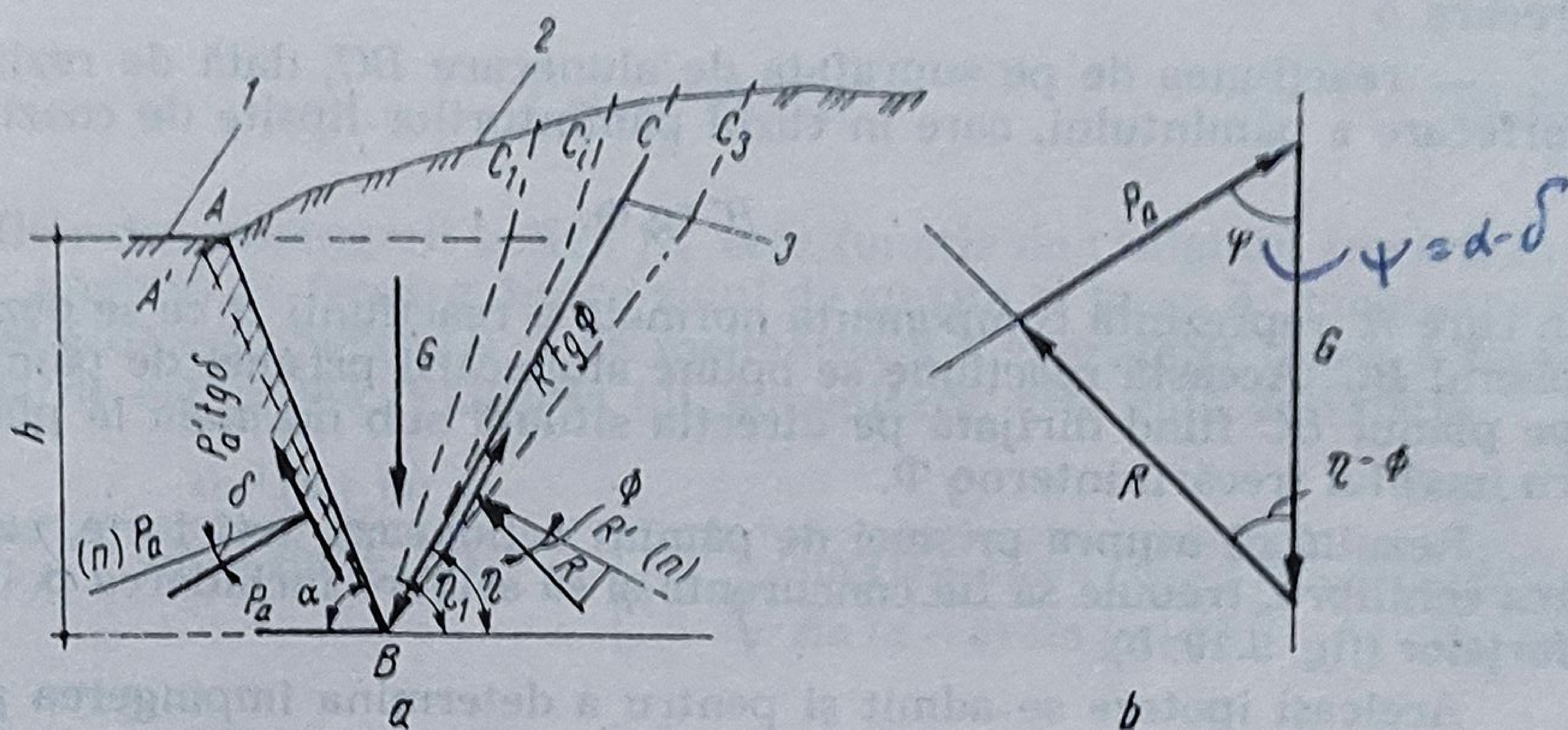


Fig. 9.19. Împingerea activă în teoria lui Coulomb :
a — acțiunea pămîntului asupra zidului; *b* — poligonul forțelor pentru prisma *ABC*; *1* — zid de sprijin; *2* — linia terenului; *3* — plan posibil de cedare; *G* — greutatea prismei; *R* — reacțiunea pe planul *BC*; P_a — împingerea activă a pămîntului.

care. Prin rotirea zidului rigid în jurul punctului B, în poziția $A'B$, se creează în spatele acestuia o prismă de pămînt ABC_i ; în lungul suprafeței de alunecare BC_i se nasc forțe de frecare, iar zidul de sprijin opune o reacțiune P_a egală și de sens contrar cu acțiunea pămîntului asupra zidului. Acțiunea prismei de pămînt ABC_i asupra zidului de sprijin este tocmai împingerea activă.

Ruperea putînd avea loc după diferite plane de cedare BC_1, $BC_2, \ldots BC_n$, problema este static nedeterminată. Pentru înlăturarea nedeterminării, Coulomb consideră că împingerea activă P_a este dată de prisma de pămînt care lunecă după un plan real de rupere ce corespunde acelei suprafețe, pentru care zidul de sprijin opune reacțiunea maximă acțiunii prismei de pămînt aflată în stare de echilibru limită.

Pentru determinarea împingerii active a pămîntului, se consideră mediul omogen, iar suprafețele după care se produce alunecarea se admit plane, deși suprafețele reale sînt curbe.

Dintre suprafețele plane de alunecare, ce trec prin piciorul B al zidului de sprijin, suprafața cea mai defavorabilă este aceea care delimitează prisma de pămînt ce exercită împingerea maximă asupra zidului.

Pentru un plan oarecare de alunecare BC, forțele care acționează asupra prismei de pămînt sînt (fig. 9.19, *a*) :

— greutatea prismei ABC, dată de relația

$$G = \gamma S_{ABC} \cdot 1{,}00, \qquad (9.30)$$

care acționează pe direcție verticală, trecînd prin centrul de greutate al suprafeței ABC ;

— reacțiunea ce se dezvoltă pe suprafața de contact dintre pămînt și zid, datorită frecării :

$$P'_a \operatorname{tg} \delta, \tag{9.31}$$

tg δ fiind coeficientul de frecare dintre teren și zid. Rezultanta P_a a componentelor P'_a și P'_a tg δ, reprezintă împingerea activă dată de prisma de pămînt ABC pe peretele AB al zidului de sprijin și acționează după o direcție care face cu normala la suprafața de contact AB unghiul de frecare δ ;

— reacțiunea de pe suprafața de alunecare BC, dată de rezistența la forfecare a pămîntului, care în cazul pămînturilor lipsite de coeziune este

$$R' \operatorname{tg} \Phi, \tag{9.32}$$

în care R' reprezintă componenta normală a reacțiunii R ce se dezvoltă pe planul BC. Această reacțiune se opune alunecării prismei de pămînt ABC pe planul BC fiind dirijată pe direcția situată sub normala la planul BC, cu unghiul frecării interne Φ.

Rezultă că asupra prismei de pămînt acționează trei forțe, care, pentru echilibru, trebuie să fie concurente și să asigure închiderea poligonului forțelor (fig. 9.19, *b*).

Aceleași ipoteze se admit și pentru a determina împingerea pasivă a pămîntului, numai că zidul de sprijin se rotește spre teren, generînd tendința de ridicare a prismei pe verticală, după suprafețe de cedare BC_i. Suprafața de cedare cea mai defavorabilă este aceea ce delimitează prisma de pămînt ABC, care opune rezistența pasivă minimă acțiunii zidului.

Pentru determinarea împingerii maxime active sau a rezistenței minime pasive se aplică metode analitice și grafo-analitice, ce au la bază exprimarea condiției de echilibru static între cele trei forțe care acționează.

9.3.2. CALCULUL ANALITIC AL ÎMPINGERII

Cunoscînd greutatea G a prismei de pămînt ca direcție și mărime, direcția de acțiune a împingerii active P_a și a reacțiunii R, se construiește poligonul forțelor (fig. 9.19, *b*).

Din poligonul forțelor rezultă

$$\frac{P_a}{\sin(\eta-\Phi)}=\frac{G}{\sin[\pi-(\psi+\eta-\Phi)]}, \tag{9.33}$$

de unde

$$P_a=G\frac{\sin(\eta-\Phi)}{\sin[\pi-(\psi+\eta-\Phi)]}. \tag{9.34}$$

După cum se observă din figura 9.19, *a*, pentru $\eta=\pi-\alpha$, $G=0$ și $P_a=0$, iar pentru $\eta=\Phi$, $\sin(\eta-\Phi)=0$, deci $P_a=0$. Pentru valori cuprinse între cele două limite, împingerea activă P_a rezultă din expresia (9.34), în care greutatea prismei poate fi explicitată în raport de : γ, h, α, β și η. Pentru o problemă dată, toate mărimile sînt constante, afară de poziția planului de alunecare, care face cu orizontala unghiul η și care poate lua

valori între $\pi-\alpha$ și Φ. Pentru a obține valoarea maximă a împingerii active P_a se pune condiția

$$\frac{\partial P_a}{\partial \eta}=0, \tag{9.35}$$

din care rezultă valoarea η_0 a unghiului pe care îl face planul cel mai defavorabil de alunecare BC cu orizontala. Pentru acest plan, înlocuind în relația (9.34), se obține împingerea activă maximă :

$$P_a=\frac{1}{2}\gamma h^2 K_a. \tag{9.36}$$

Coeficientul împingerii active K_a este funcție de : unghiul frecării interne Φ ; unghiul de frecare dintre zidul de sprijin și teren δ ; înclinarea α a suprafeței de susținere AB și de înclinarea β a suprafeței libere a terenului față de orizontală. Valoarea lui, subunitară, este dată de relația

$$K_a=\frac{\sin^2(\alpha+\Phi)}{\sin^2\alpha\,\sin(\alpha-\delta)}\cdot\frac{1}{\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\Phi+\delta)\,\sin(\Phi-\beta)}{\sin(\alpha-\delta)\,\sin(\alpha+\beta)}}\right]^2}. \tag{9.37}$$

Dacă $\alpha=\frac{\pi}{2}$; $\beta=0$ și $\delta=0$, se obține

$$K_a=\frac{\cos^2\Phi}{(1+\sin\Phi)^2}=\mathrm{tg}^2\left(45^\circ-\frac{\Phi}{2}\right), \tag{9.38}$$

adică tocmai coeficientul K_a din problema Rankine.

În cazul împingerii pasive (fig. 9.20, *a*), pentru ca prisma să fie în echilibru, trebuie ca cele trei componente G, R și P_p să închidă poligonul forțelor (fig. 9.20, *b*), din care rezultă

$$\frac{P_p}{\sin(\eta+\Phi)}=\frac{G}{\sin[\pi-(\psi+\eta+\Phi)]}, \tag{9.39}$$

sau

$$P_p=G\,\frac{\sin(\eta+\Phi)}{\sin(\psi+\eta+\Phi)}. \tag{9.40}$$

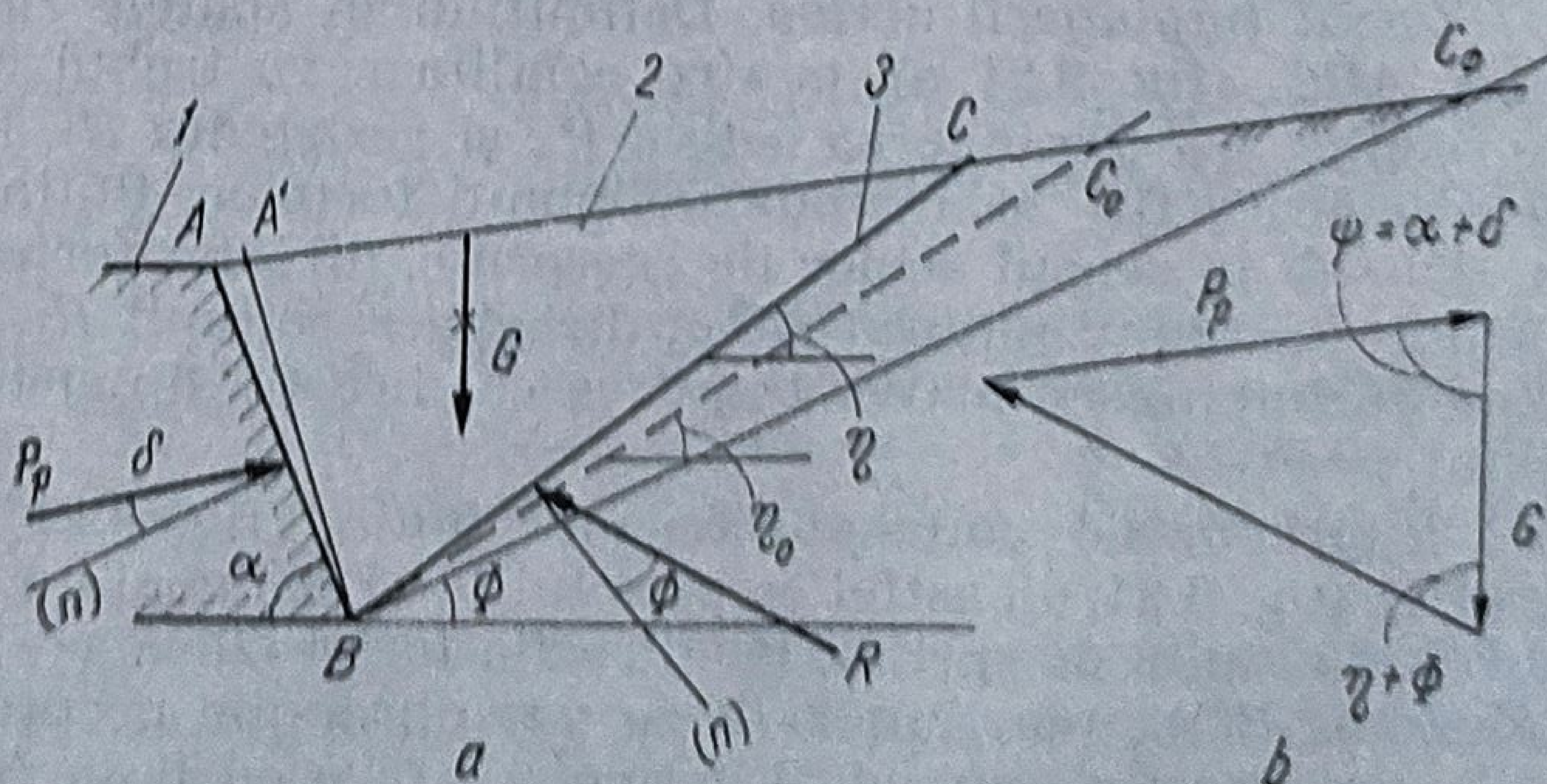


Fig. 9.20. Împingerea activă în teoria lui Coulomb :

a — acțiunea zidului asupra pămîntului; *b* — poligonul forțelor pentru prisma *ABC*; *1* — zid de sprijin; *2* — linia terenului; *3* — plan posibil de cedare; *G* — greutatea prismei; *R* — reacțiunea pe planul BC; P_p — împingerea pasivă a pămîntului.

Se pune condiția de minim expresiei (9.40), de unde rezultă unghiul planului de alunecare η_0, ce corespunde rezistenței pasive minime. Explicitînd G', funcție de elementele geometrice ale prismei și unghiul η_0 și înlocuind în relația (9.40), se obține

$$P_p=\frac{1}{2}\gamma h^2 K_p, \tag{9.41}$$

în care K_p este coeficientul împingerii pasive, fiind supraunitar și se stabilește cu relația

$$K_p=\frac{\sin^2(\Phi+\alpha)}{\sin^2\alpha\sin(\alpha+\delta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\Phi+\delta)\sin(\Phi-\beta)}{\sin(\alpha-\delta)\sin(\alpha+\beta)}}\right]^2}. \tag{9.42}$$

Dacă se calculează λ_p, în ipotezele lui Rankine, se obține

$$K_p=\mathrm{tg}^2\left(45°+\frac{\Phi}{2}\right)=K_p. \tag{9.43}$$

Se constată că teoria lui Rankine constituie un caz particular al teoriei lui C o u l o m b.

9.3.3. METODE GRAFOANALITICE PENTRU CALCULUL ÎMPINGERII PĂMÎNTULUI

Majoritatea metodelor grafice admit ipotezele teoriei lui C o u l o m b. Ele conduc la stabilirea valorii totale a împingerii active și pasive, valori care, pe baza constatărilor din teoria lui R a n k i n e, și a cazurilor întîlnite în practică, le vom considera liniar repartizate pe înălțimea elementelor de construcții, sub forma presiunilor active și pasive.

La calculul rezistenței pasive, dacă unghiul de frecare dintre element și teren $\delta>\Phi/3$ se folosesc metode care admit suprafețe de alunecare compuse din suprafețe plane și curbe.

9.3.3.1. **Metoda Culmann** se pretează la rezolvarea multiplelor cazuri cum sînt : suprafața liberă a terenului de orice formă și diferit încărcată, suprafața de contact dintre teren și zid de înclinări și forme diferite, în cazul terenurilor stratificate etc.

Cazul împingerii active. Delimitînd în spatele zidului prisma de pămînt ABC_1 (fig. 9.21, *a*), pentru echilibru, va trebui ca greutatea prismei de pămînt G_1, împingerea activă P_a și rezistența R_1, mobilizată pe planul de alunecare BC_1 să închidă poligonul forțelor. Rotind poligonul obținut, cu 90°—Φ în sensul acelor de ceasornic, direcția forței G_1 devine paralelă cu linia taluzului natural BC_Φ, direcția reacțiunii R_1, paralelă cu BC_1, iar direcția împingerii active P_{a1}, face cu direcția liniei taluzului natural unghiul $\psi=\alpha-\delta$.

Suprapunînd poligonul forțelor $b_1d_1e_1$ (fig. 9.21, *b*) peste construcția grafică (fig. 9.21, *a*), astfel ca punctul b_1 al poligonului să coincidă cu punctul B al zidului de sprijin, iar direcția forței G_1 să se suprapună peste linia taluzului BC_Φ, reacțiunea R_1 se va suprapune peste planul de alunecare BC_1, iar direcția împingerii active P_{a1} face cu linia BC_1 unghiul $\psi=\alpha-\delta$.

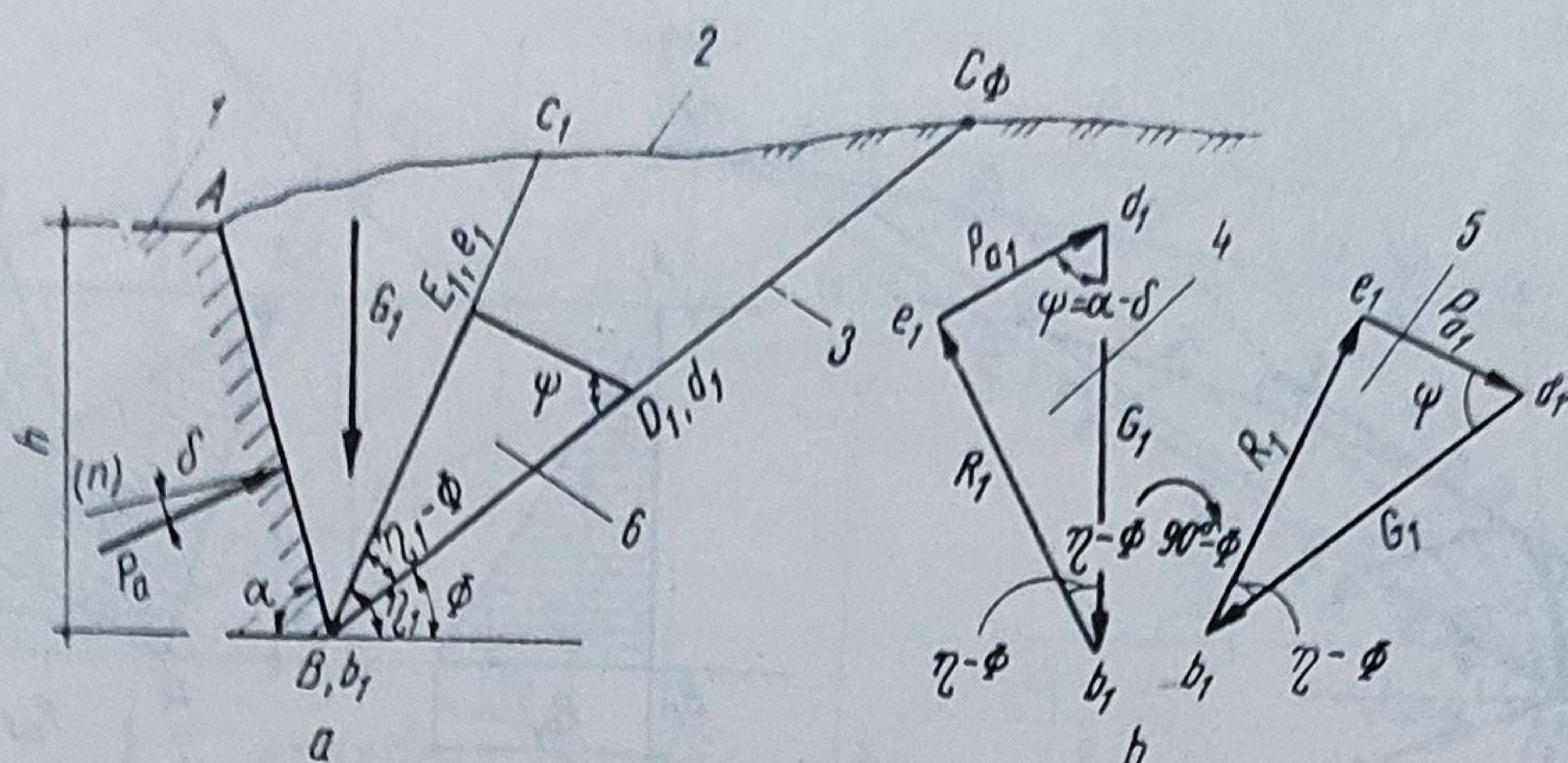


Fig. 9.21. Justificarea construcției grafice Culmann :
a — elementele geometrice ale construcției grafice; *b* — poligonul forțelor; *1* — zid de sprijin; *2* — linia terenului; *3* — linia taluzului natural; *4* — poligonul forțelor; *5* — poligonul forțelor rotite cu $(90° - \Phi)$; *6* — poligonul forțelor suprapus pe construcția grafică.

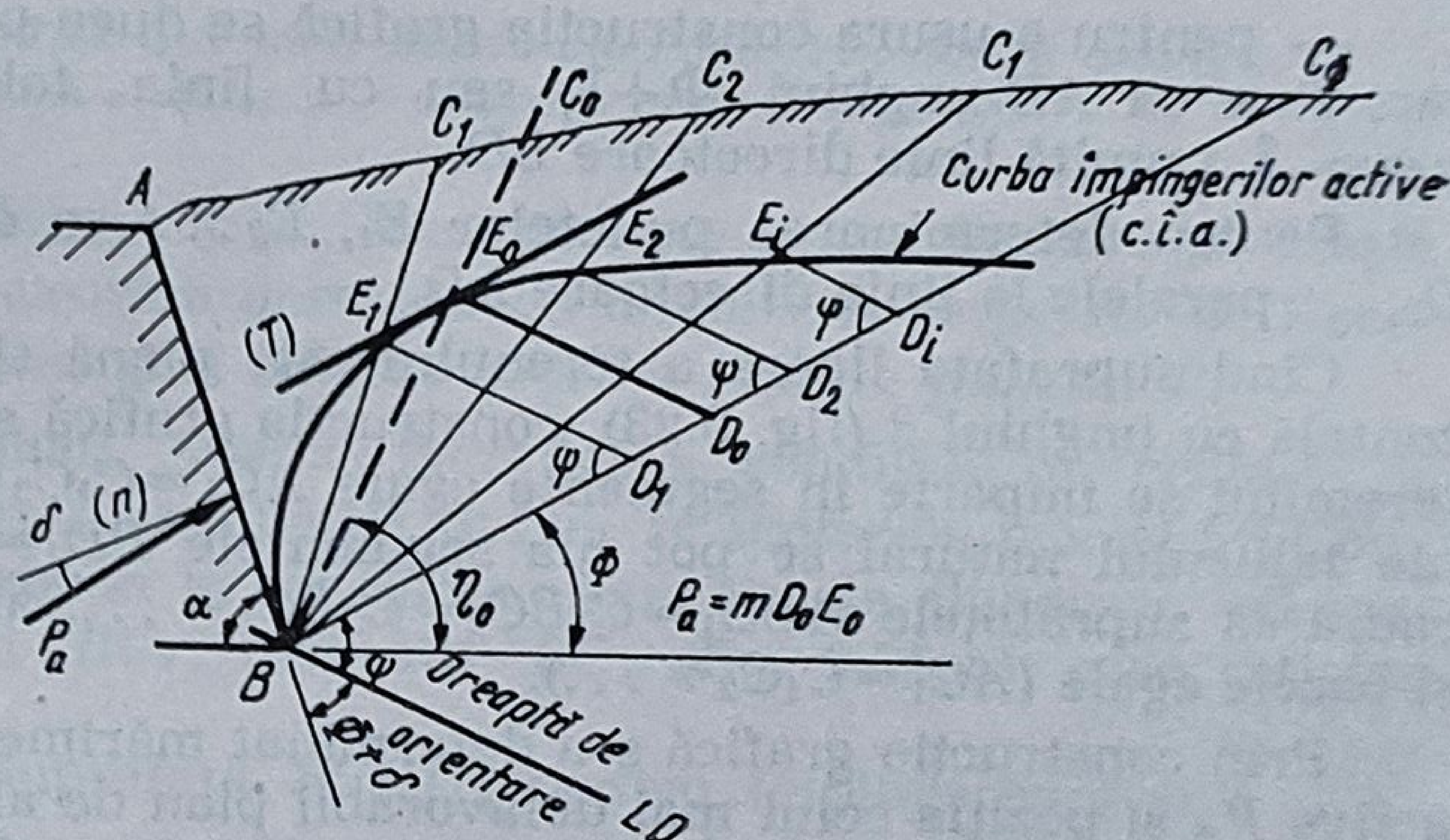


Fig. 9.22. Metoda grafică Culmann pentru stabilirea împingerii active.

Rezultă că poligonul forțelor, din teoria Coulomb poate fi construit direct pe figură, după cum urmează :

— se ia pe linia taluzului natural BC_Φ din punctul B, la o anumită scară, greutatea prismei de pămînt ABC_i și eventualele încărcări exterioare de pe porțiunea AC_i, obținîndu-se punctul D_i (fig. 9.22) ;

— prin punctul D_i se duce dreapta care face cu linia taluzului natural unghiul ψ și care intersectează linia planului de alunecare BC_i, în punctul E_i ;

— segmentul D_iE_i reprezintă la scara la care se lucrează, împingerea activă dată de prisma ABC_i, $P_{ai} = n\,\overline{D_iE_i}$, n fiind coeficientul de scară (de exemplu, nkN$=1$ cm) ;

— pentru stabilirea împingerii active maxime, operația se repetă, considerînd liniile de alunecare BC_1, BC_2... etc. Unind punctele E_1, E_2... etc., se obține curba împingerilor active sau curba Culmann. Tangenta dusă la curbă, paralelă cu linia taluzului BC_Φ, dă punctul de tangență E_0 ;

— ducînd prin E_0 direcția care face cu BC_Φ unghiul ψ, se obține pe BC_Φ punctul D_0. Segmentul $\overline{E_0D_0}$ reprezintă împingerea maximă P_a, iar planul de rupere este dat de direcția BE_0C_0 ;

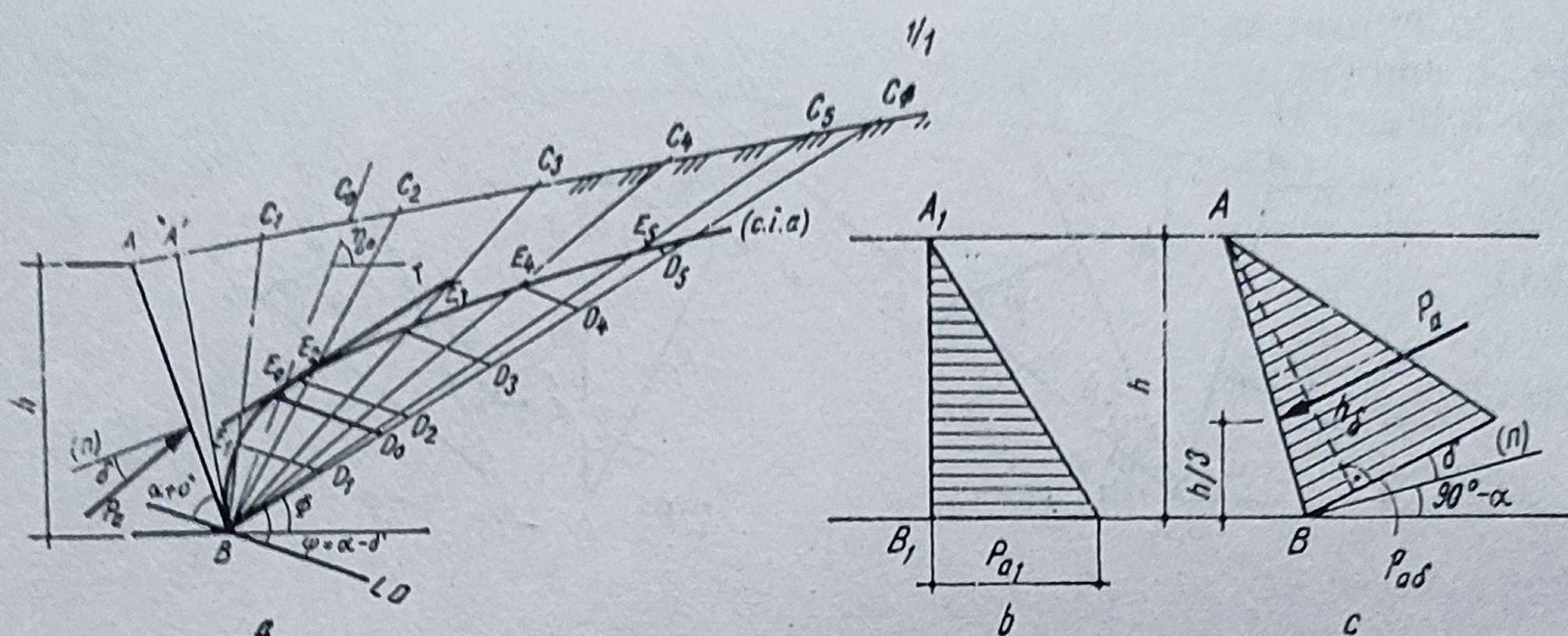


Fig. 9.23. Construcţia grafică Culmann cînd suprafaţa terenului este plană : *a* — construcţia grafică; *b* — diagrama presiunilor active raportată faţă de verticală; *c* — idem, raportată faţă de paralela cu paramentul zidului.

— pentru a uşura construcţia grafică se duce prin punctul B dreapta, care face cu AB unghiul $\Phi+\delta$, sau cu linia taluzului BC_Φ, unghiul $\psi=\alpha-\delta$, numită linie directoare LD.

Pentru determinarea punctelor E_1, E_2 . . . se duc prin punctele D_1, D_2, . . . paralele la linia directoare LD.

Cînd suprafaţa liberă a terenului este plană şi înclinată faţă de orizontală cu unghiul β (fig. 9.23), construcţia grafică se simplifică, dacă linia terenului se împarte în segmente egale $AC_1=C_1C_2=C_2C_3=$ . . . etc. Pe linia taluzului natural se pot lua segmentele $BD_1=D_1D_2=D_2D_3=$ . . ., din cauză că suprafeţele $ABC_1=C_1BC_2=C_2BC_3=$ . . ., au aceeaşi înălţime BA' şi bazele egale ($AC_1=C_1C_2=$ . . .).

Prin construcţia grafică s-a determinat mărimea maximă a împingerii active P_a şi poziţia celui mai defavorabil plan de alunecare BC_0, care face cu orizontala unghiul η_0. Împingerea activă P_a acţionează zidul de sprijin la 1/3 AB faţă de punctul B, după o direcţie ce face cu normala unghiul δ. Diagrama presiunilor active poate fi trasată, în raport cu o linie verticală de referinţă A_1B_1 (fig. 9.23, *b*), sau în raport cu o linie de referinţă paralelă cu suprafaţa AB a zidului (fig. 9.23, c), admiţînd distribuţia triunghiulară a presiunilor :

$$\text{— pentru primul caz } p_{a1}=\frac{2P_a}{h}; \tag{9.44}$$

$$\text{— pentru al doilea caz : } p_{a\delta}=\frac{2P_a}{h_\delta}=\frac{2P_a}{h}\cdot\frac{\sin\alpha}{\cos\delta}.$$

Cazul rezistenţei pasive. Pentru stabilirea rezistenţei pasive se repetă construcţia grafică descrisă în cazul împingerii active, numai că (fig. 9.24) : linia Φ se trasează sub orizontala dusă din punctul B, iar linia directoare LD se va lua la unghiul $\psi=\alpha+\delta$, faţă de linia Φ sau la unghiul $\Phi+\delta$ faţă de AB.

Aceste corecturi sînt cerute de modul de conlucrare dintre elementul de construcţie şi teren. Suprafaţa AB, deplasîndu-se spre teren, prisma de pămînt care opune rezistenţa pasivă minimă P_p are tendinţa să se depla-

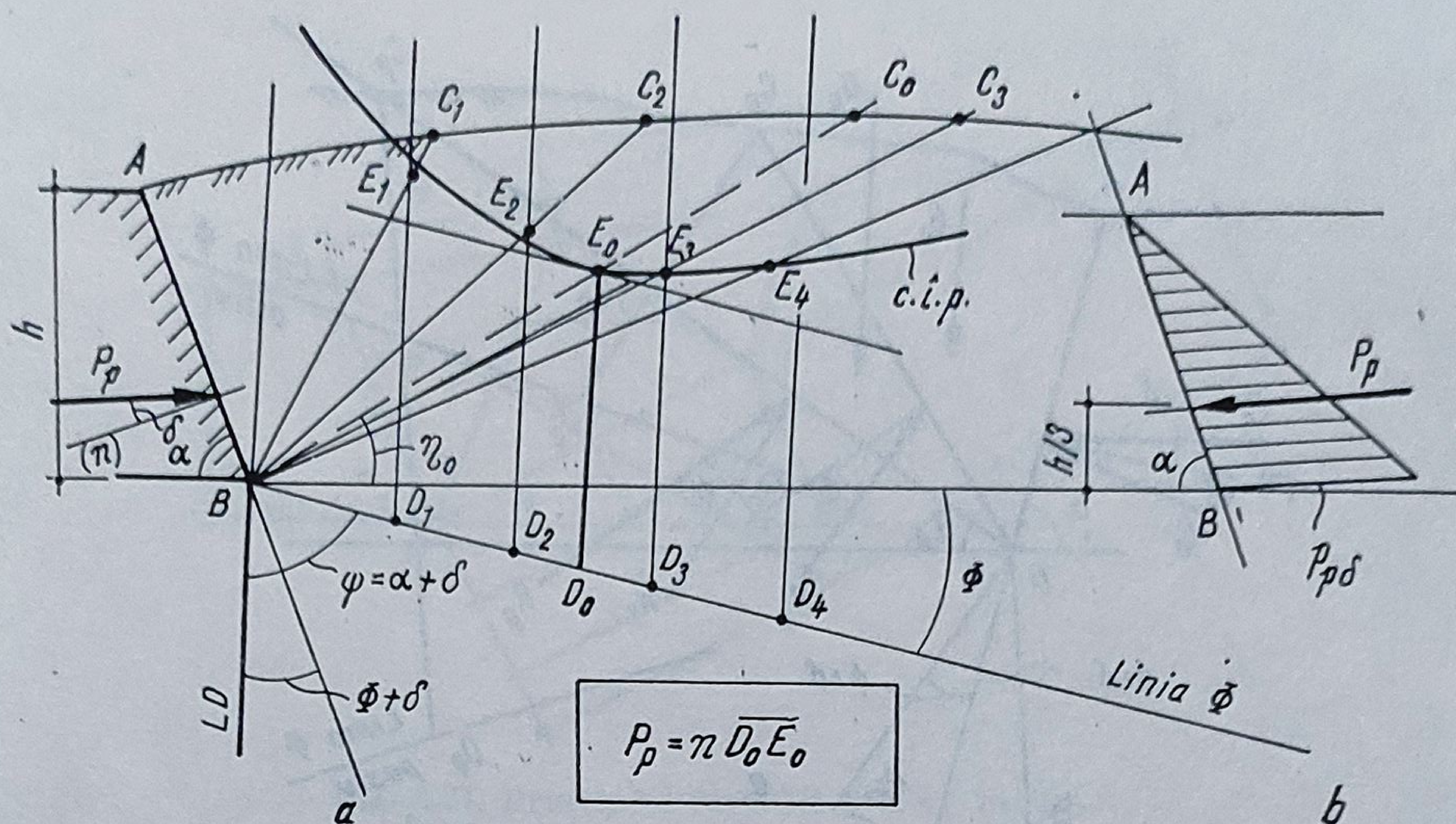


Fig. 9.24. Metoda grafică Culmann pentru stabilirea rezistenței pasive : *a* — construcția grafică; *b* — diagrama presiunilor pasive.

seze în sensul de la B către A și C. Reacțiunile ce se mobilizează pe aceste suprafețe sînt dirijate deasupra normalei cu unghiul δ, respectiv Φ. Reacțiunea pasivă acționează asupra zidului la $1/3\ h$ față de punctul B.

9.3.3.2. **Metoda Rebhan.** Analiza teoretică a condiției de cedare, în cazul împingerii active și al rezistenței pasive, în ipotezele teoriei lui Coulomb, l-au condus pe Rebhan la concluzia că planul de alunecare cel mai defavorabil este planul BC_a, respectiv BC_p (fig. 9.25, *a*), care satisfac condițiile :

$$\text{Suprafața } ABC_a = \text{Suprafața } BC_aD_a \text{, pentru împingerea activă ;} \tag{9.45}$$
$$\text{Suprafața } ABC_p = \text{Suprafața } BC_pD_p \text{, pentru rezistența pasivă.}$$

Cu aceste condiții se poate stabili poziția planului de cedare care face cu orizontala unghiul η_a, respectiv η_p. Construcția grafică, pentru cazul împingerii active este prezentată în figura 9.26. Se construiește curba suprafețelor ABC_i, curba *a*, și curba suprafețelor BC_iD_i, curba *b*. Cele două curbe se vor intersecta în punctul E_a. Direcția BE_aC_a este planul de alunecare care face cu orizontala unghiul η_a.

Cu planul de alunecare cunoscut se poate calcula greutatea G_a a prismei de pămînt ABC_a, cu care se construiește triunghiul forțelor $G_aP_aR_a$, din care rezultă împingerea maximă P_a (fig. 9.25, *b*). Problema poate fi rezolvată și analitic, aplicînd relația (9.34).

În mod asemănător se rezolvă și cazul rezistenței pasive, luînd linia Φ sub orizontală, iar reacțiunea R_p și P_p, situate deasupra normalei la suprafața de acțiune, cu unghiul Φ, respectiv δ. Din triunghiul forțelor rezultă P_p (fig. 9.25, *c*).

Împingerea pasivă poate fi calculată și analitic cu relația (9.40), în care se înlocuiesc η_p și G_p.

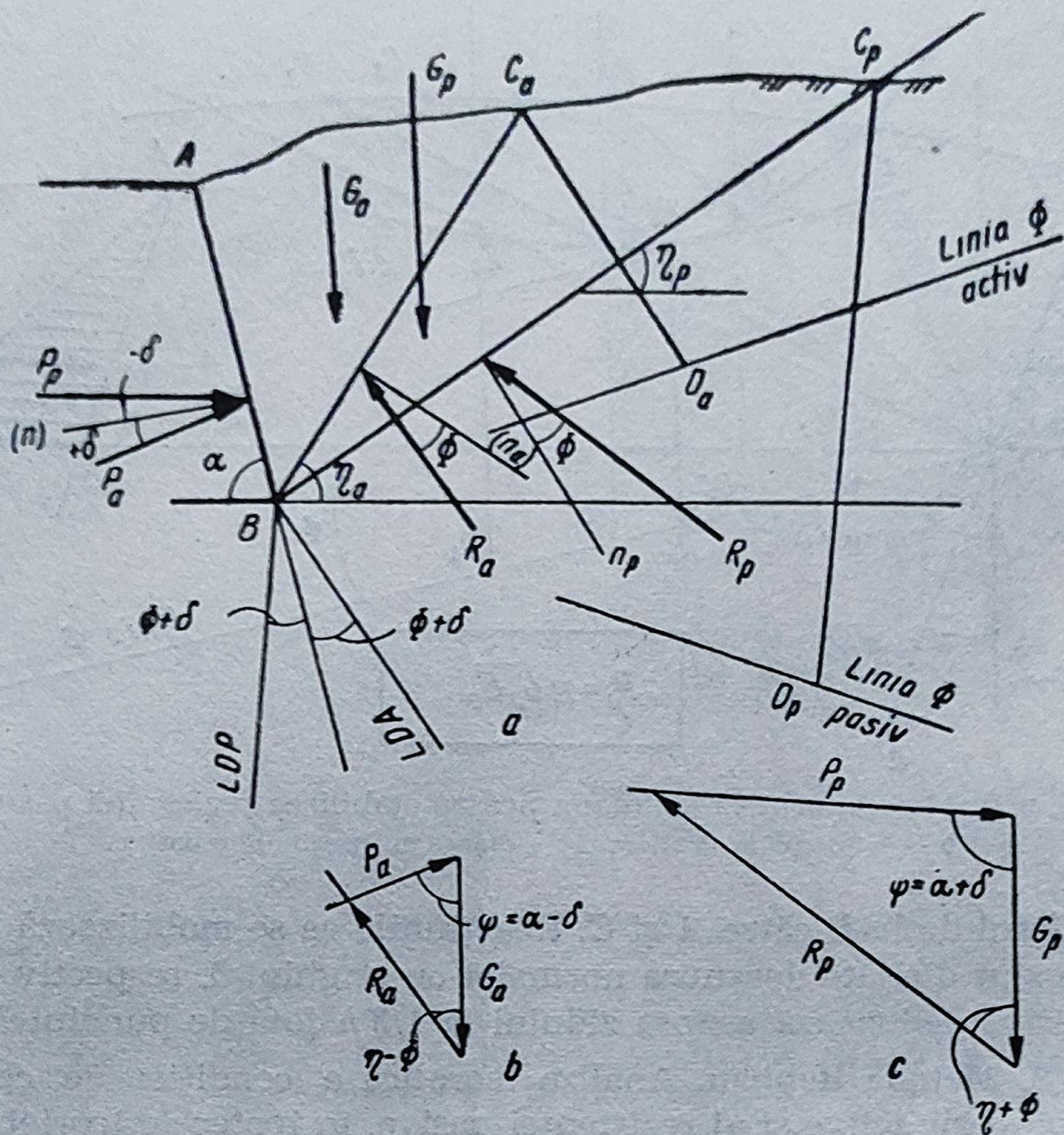


Fig. 9.25. Metoda grafică Rebhan:
a — construcția grafică; *b* — poligonul forțelor în starea activă; *c* — poligonul forțelor în starea pasivă.

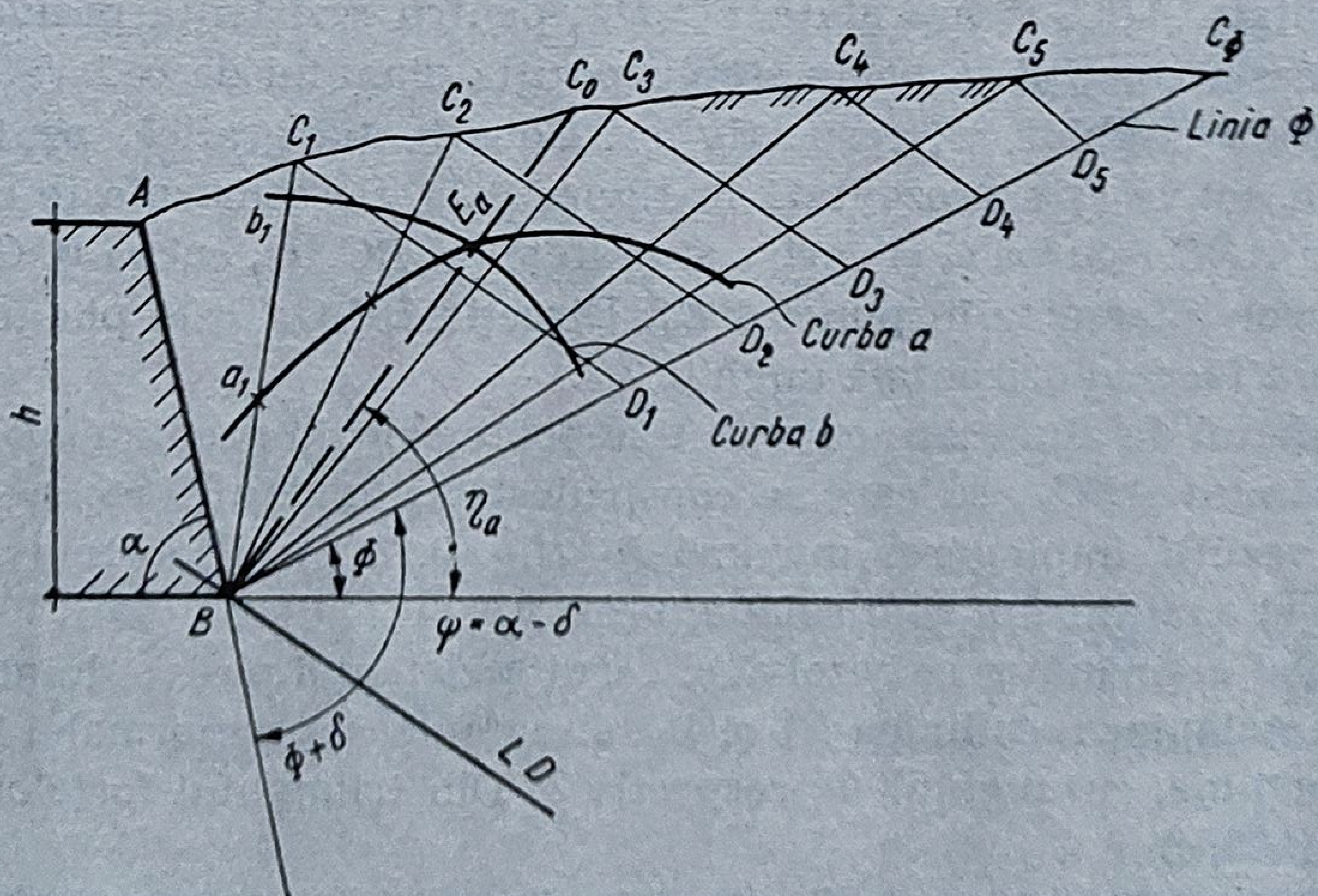


Fig. 9.26. Stabilirea planului de cedare în cazul împingerii active prin metoda Rebhan.

Fig. 9.27. Principiul metodei grafice Poncelet.

9.3.3.3. **Metoda Poncelet.** Construcţia grafică Poncelet, cunoscută şi ca metoda semicercului, se aplică în toate cazurile cînd linia terenului este o dreaptă. Ea permite stabilirea direcţiei poziţiei planului celui mai defavorabil de cedare cît şi a împingerii active, respectiv rezistenţei pasive, fără încercări succesive.

Cazul împingerii active. Plecînd de la metoda Rebhan, conform căreia planul de cedare defavorabil satisface condiţia de egalitate între suprafeţele ABC şi BCD (fig. 9.27), Poncelet constată că segmentul $BD=n$, este medie proporţională între segmentele $BK=x$ şi $BC_{\Phi}=y$.

Dacă $ABC=BCD$, atunci BC este plan de cedare în cazul împingerii active. Linia directoare dusă prin punctul A va intersecta planul BC, în punctul E şi linia Φ în punctul K. Se observă că $\Delta AEC=\Delta DCC'$, de unde $\overline{AC}=\overline{CC'}=d$.

Triunghiul BC_{Φ} este asemenea cu $\Delta DC'C_{\Phi}$ de unde : $\frac{c}{d}=\frac{y}{n}$.

Din $\Delta AKC_{\Phi}\sim\Delta CDC_{\Phi}$, rezultă : $\frac{c}{d}=\frac{y-n}{n-x}$.

Cele două rapoarte conduc la :

$$\frac{y-n}{n-x}=\frac{y}{n},\ \text{de unde}\ n=\sqrt{xy}. \tag{9.46}$$

Cunoscînd punctul D se duce din acesta o paralelă la linia directoare şi la intersecţia cu linia terenului se obţine punctul C. Linia BC va fi tocmai linia planului de cedare.

Aceste constatări conduc la construcţia grafică Poncelet (fig. 9.28). Se duce linia directoare LD prin punctul A, care va intersecta linia Φ în K. Pe segmentul BC_{Φ} se construieşte un semicerc, cu centrul în O şi de rază $R=BC_{\Phi}/2$. Normala pe segmentul BC_{Φ} în K, va intersecta semicercul în H. Cu raza BH, se obţine punctul D_a, din care, ducînd paralelă la LD, se obţine C_a. BC_a este planul de cedare care va da împingerea activă maximă

Fig. 9.28. Determinarea împingerii active prin metoda grafică Poncelet.

P_a şi care face cu orizontala unghiul η_a. Pentru a determina valoarea împingerii active P_a se duce înălţimea f_a în triunghiul BC_aD_a, obţinîndu-se

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma d_a f_a. \tag{9.47}$$

Din triunghiul BC_aD_a se poate scrie

$$\frac{d_a}{\sin(\eta_a - \Phi)} = \frac{BD_a}{\sin(\psi + \eta_a - \Phi)} \quad \text{sau} \quad \frac{\sin(\eta_a - \Phi)}{\sin(\psi + \eta_a - \Phi)} = \frac{d_a}{BD_a},$$

deci

$$P_a = G_a \frac{d_a}{BD_a}. \tag{9.48}$$

Greutatea prismei de pămînt BC_aD_a — G_a, —, conform ipotezei lui Rebhan, are valoarea :

$$G_a = \frac{1}{2}\gamma BD_a f_a. \tag{9.49}$$

Substituind în relaţia (9.48) se obţine

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma BD_a f_a \frac{d_a}{BD_a} = \frac{1}{2}\gamma f_a d_a. \tag{9.50}$$

Ca şi în cazurile precedente, împingerea P_a va acţiona suprafaţa AB la $h/3$ faţă de punctul B. Pentru a obţine diagrama de variaţie a presiunilor active pe înălţimea zidului, considerînd unghiul δ şi α, se stabileşte ordonata maximă $p_{a\delta}$, cu relaţia (v. fig. 9.23) :

$$p_{a\delta} = \frac{2P_a}{h} \cdot \frac{\sin\alpha}{\cos\delta}. \tag{9.51}$$

Cazul rezistenţei pasive. Construcţia grafică pentru obţinerea planului de cedare BC_p şi a rezistenţei pasivă P_p are la bază aceleaşi principii,

Fig. 9.29. Determinarea împingerii pasive prin metoda grafică Poncelet.

cu deosebirea că linia Φ, se va lua sub orizontală, iar linia directoare, în stînga liniei AB (fig. 9.29).

La aplicarea metodei grafice Poncelet se pot întîlni cîteva cazuri particulare :

— Linia terenului orizontală — $\beta=0$, zid vertical — $\alpha=90°$ și frecarea dintre zid și teren zero — $\delta=0$ (fig. 9.30) ;

— Intersecția liniei terenului cu linia Φ depășește cadrul desenului (fig. 9.31). Corespunde terenurilor cu unghiul frecării interne mic și linia terenului înclinată față de orizontala cu unghiul β mare ;

Fig. 9.30. Metoda Poncelet aplicată în cazul particular : $\beta=0°$, $\alpha=90°$ și $\delta=0°$.

Fig. 9.31. Metoda Poncelet aplicată în cazul β mare și Φ mic.

— Linia terenului AC_Φ face cu zidul de sprijin un unghi $\theta<\Phi+\delta$ (fig. 9.32) ;

— Unghiul $\theta=\Phi+\delta$. Punctele K și D_a se suprapun peste punctul C_Φ, iar punctul C_a se află la jumătatea segmentului AC_Φ (fig. 9.33) ;

— Linia terenului face cu orizontala unghiul $\beta=\Phi$, adică linia terenului AC_Φ este paralelă cu linia BC_Φ (fig. 9.34). Poziția planului de alunecare nu mai poate fi determinată, dar se observă că oricare ar fi poziția lui, împingerea activă este constantă, segmentele d_a și f_a au aceeași mărime, oricare ar fi punctul considerat pe linia terenului AC_Φ.

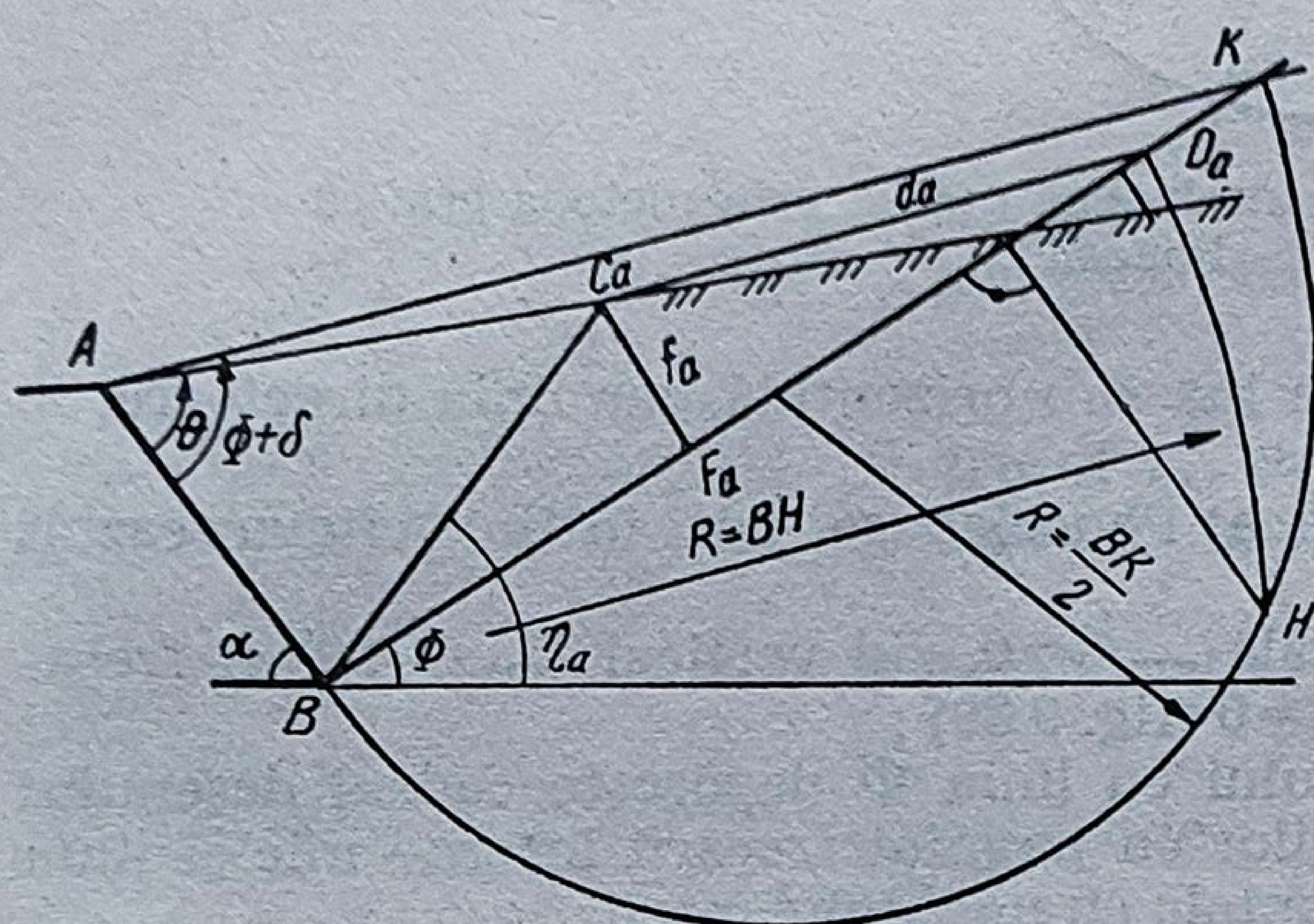


Fig. 9.32. Metoda Poncelet aplicată în cazul $\theta<(\Phi+\delta)$.

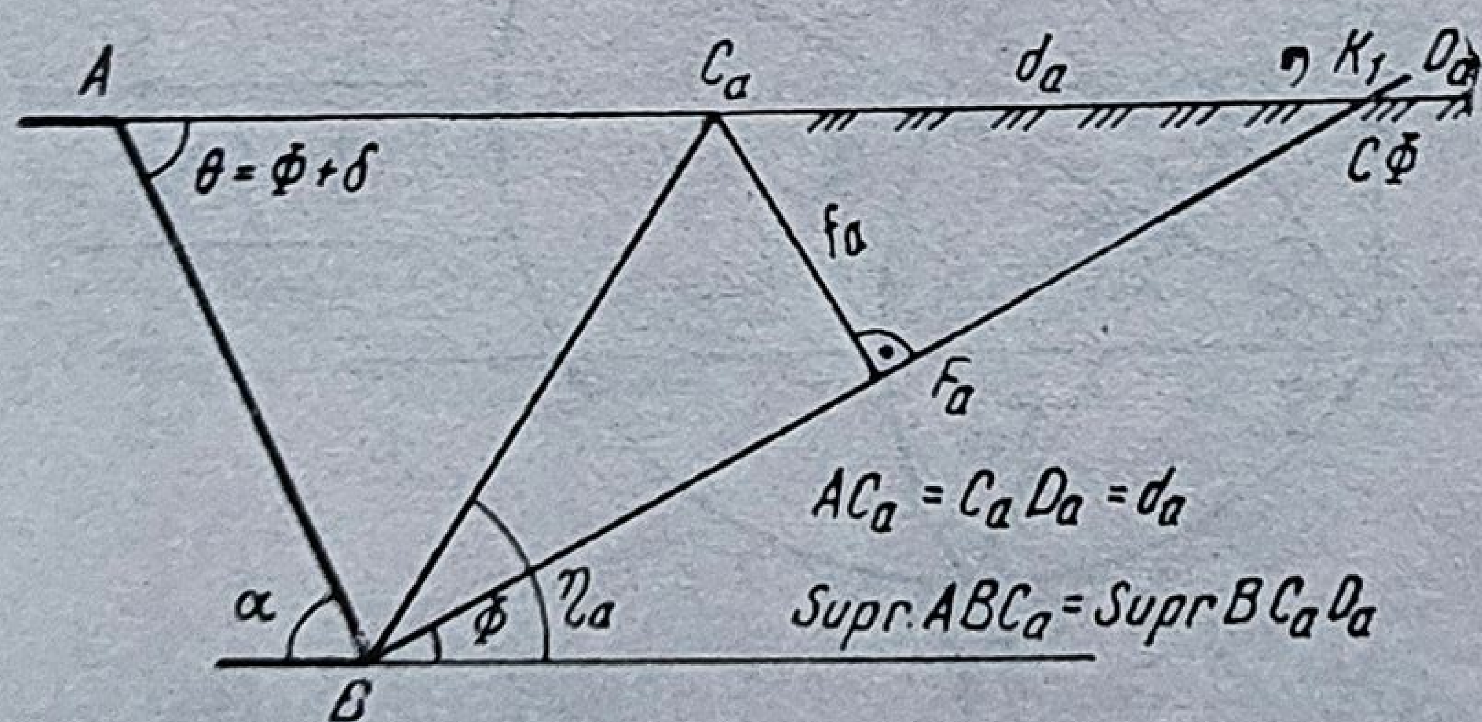


Fig. 9.33. Metoda Poncelet aplicată în cazul $\theta=\Phi+\delta$.

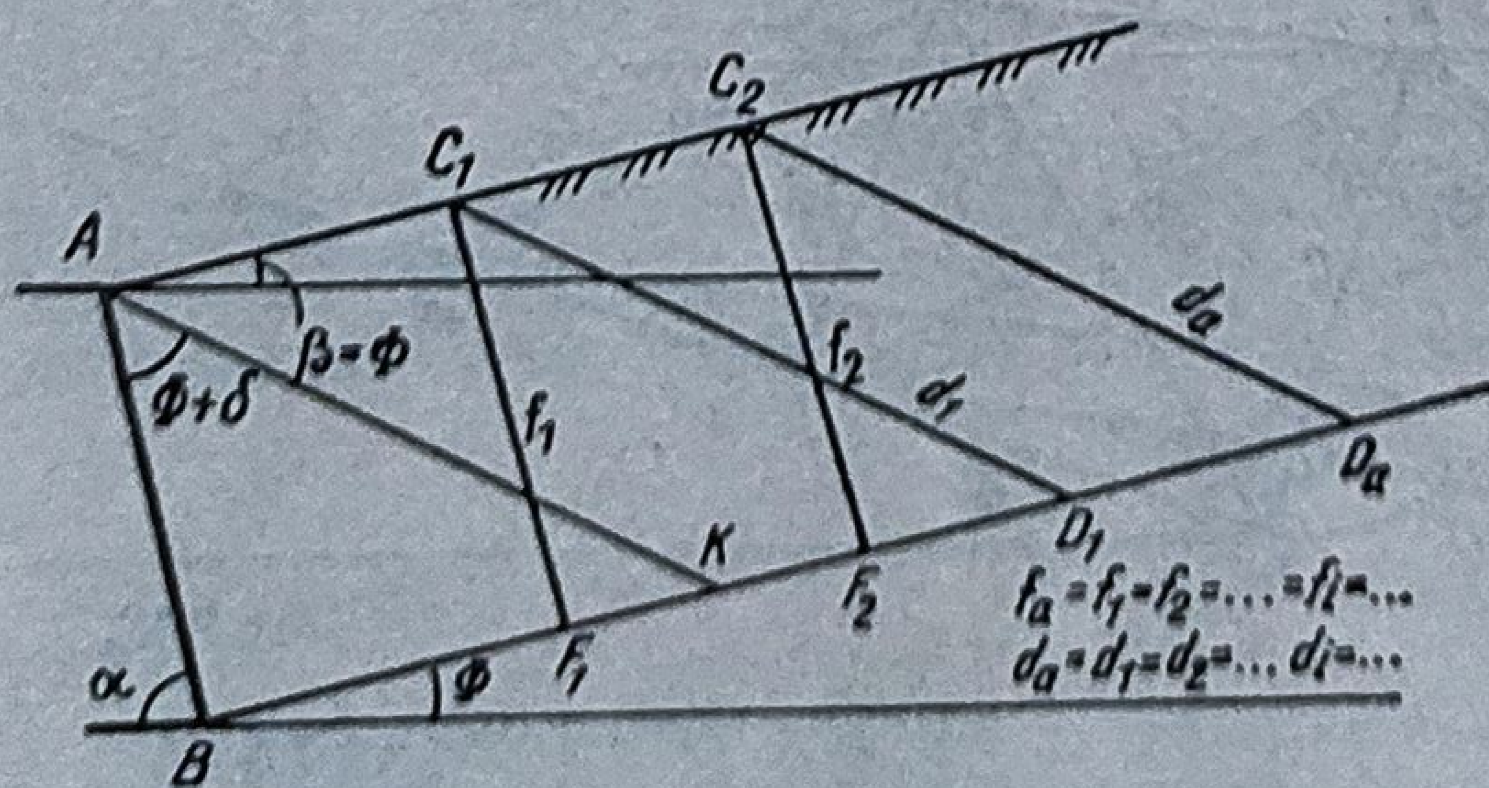


Fig. 9.34. Metoda Poncelet aplicată în cazul $\beta=\Phi$.

9.3.4. APLICAREA METODELOR GRAFICE LA REZOLVAREA UNOR PROBLEME CURENT ÎNTÎLNITE

9.3.4.1. **Suprafaţa terenului încărcată cu o forţă uniform distribuită** q. Aplicarea metodei grafice Culmann permite rezolvarea directă a problemei, construind, după regula arătată, curba împingerilor active pentru cazul cînd nu există supraîncărcare şi o a doua curbă luînd în considerare şi supraîncărcarea q, prin sporirea greutăţilor prismelor de pămînt G_i cu efectul dat de supraîncărcare $q\,\overline{AC_i}$. Ducînd tangenta T la prima curbă (fig. 9.35), se obţine segmentul E_aD_a, care la scara aleasă n, reprezintă

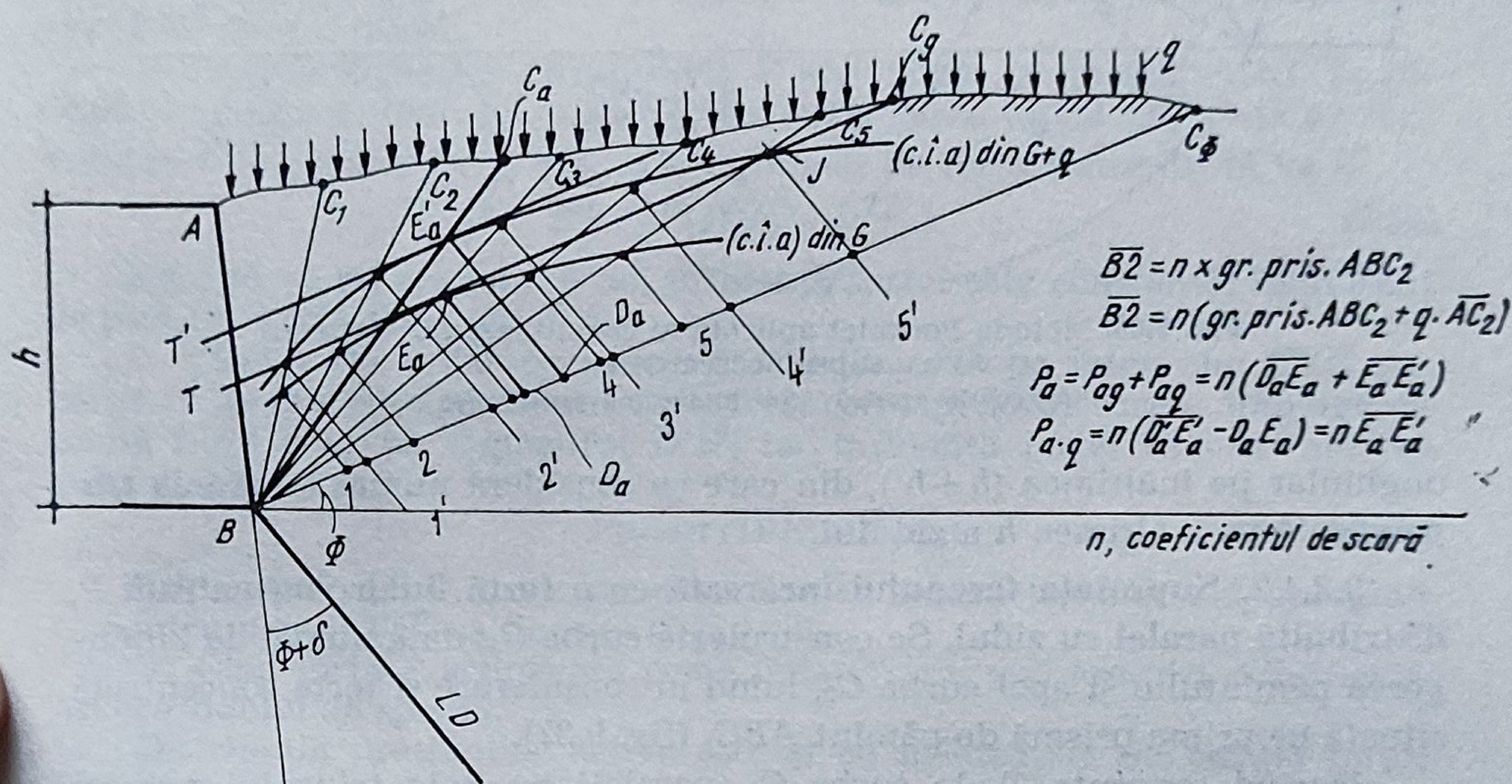


Fig. 9.35. Metoda Culmann aplicată în cazul terenului acţionat cu supraîncărcarea **q**.

împingerea dată de greutatea proprie a pămîntului $P_{ag} = n\,\overline{E_aD_a}$. Ducînd tangenta T' la cea de a doua curbă, se obţine împingerea totală dată de pămînt şi supraîncărcarea q : $P_a = n\,\overline{E'_aD'_a}$. Efectul supraîncărcării q este dat de diferenţa $P_{aq} = n(\overline{E'_aD'_a} - \overline{E_aD_a})$. Tangenta T dusă la prima curbă va intersecta cea de a doua curbă în punctul J, iar linia terenului în C_J. Încărcarea q peste această limită, nu mai dă împingere asupra zidului. Planul după care se produce cedarea este planul BE'_aC_a. Diagrama presiunilor active este de forma celei din figura 9.36.

În cazul cînd suprafaţa terenului este plană, problema poate fi rezolvată cu oricare din metodele grafice prezentate, transformînd sarcina q într-un strat de pămînt, cu aceeaşi greutate volumetrică aparentă γ ca a stratului din spatele zidului, de grosime h', şi care să producă acelaşi efect asupra zidului. Înălţimea h' rezultă din condiţia $q = \gamma h'$.

Construcţia grafică se realizează ca şi cum ar exista un zid de înălţime $h + h'$, respectiv $AB + AA'$.

În figura 9.36 se prezintă construcţia grafică Poncelet pentru stabilirea împingerii şi presiunii active pentru un teren cu suprafaţa plană, acţionată de o încărcare uniform distribuită q. Împingerea se repartizează tri-

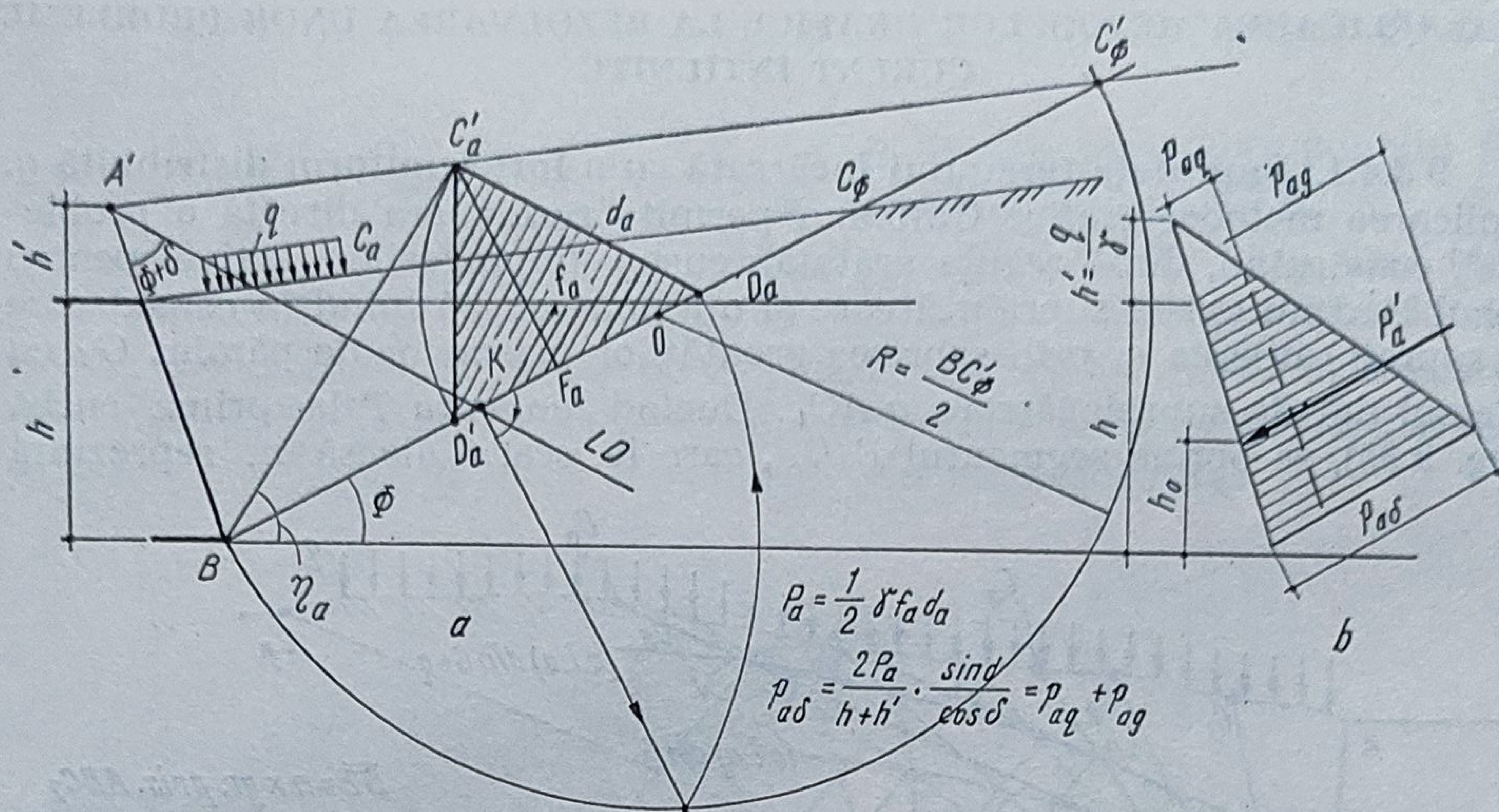


Fig. 9.36. Metoda Poncelet aplicată în cazul terenului acționat cu supraîncărcarea q :
a — construcția grafică; b — diagrama presiunilor active.

unghiular pe înălțimea $(h+h')$, din care se consideră numai diagrama trapezoidală pe înălțimea h a zidului.

9.3.4.2. **Suprafața terenului încărcată cu o forță liniar concentrată P, distribuită paralel cu zidul.** Se construiește curba C_1, dată numai de împingerea pămîntului și apoi curba C_2, luînd în considerare și forța concentrată situată pe prima prismă de pămînt ABC_1 (fig. 9.37).

Ducînd tangenta T_2 la curba C_2, paralelă cu linia taluzului natural BC_Φ, se obține punctul de tangență E'_a, prin care trece planul de alunecare BC'_a. Construind analog tangenta T_1 la curba C_1, se obține, pe aceasta, punctul de tangentă E_a, iar pe curba C_2, punctul de intersecție E''_a. Prin punctul E''_a trece planul de alunecare BC''_a.

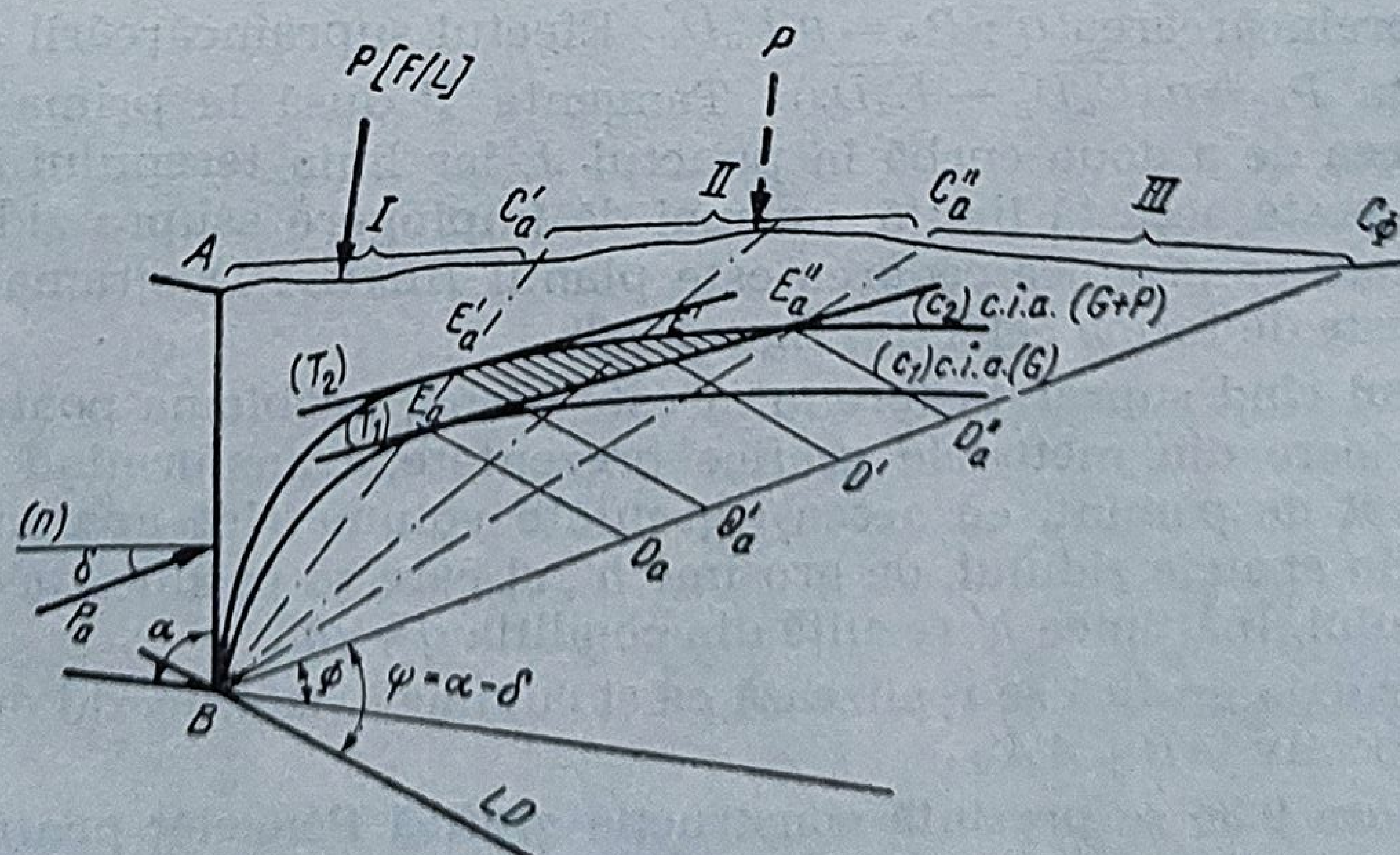
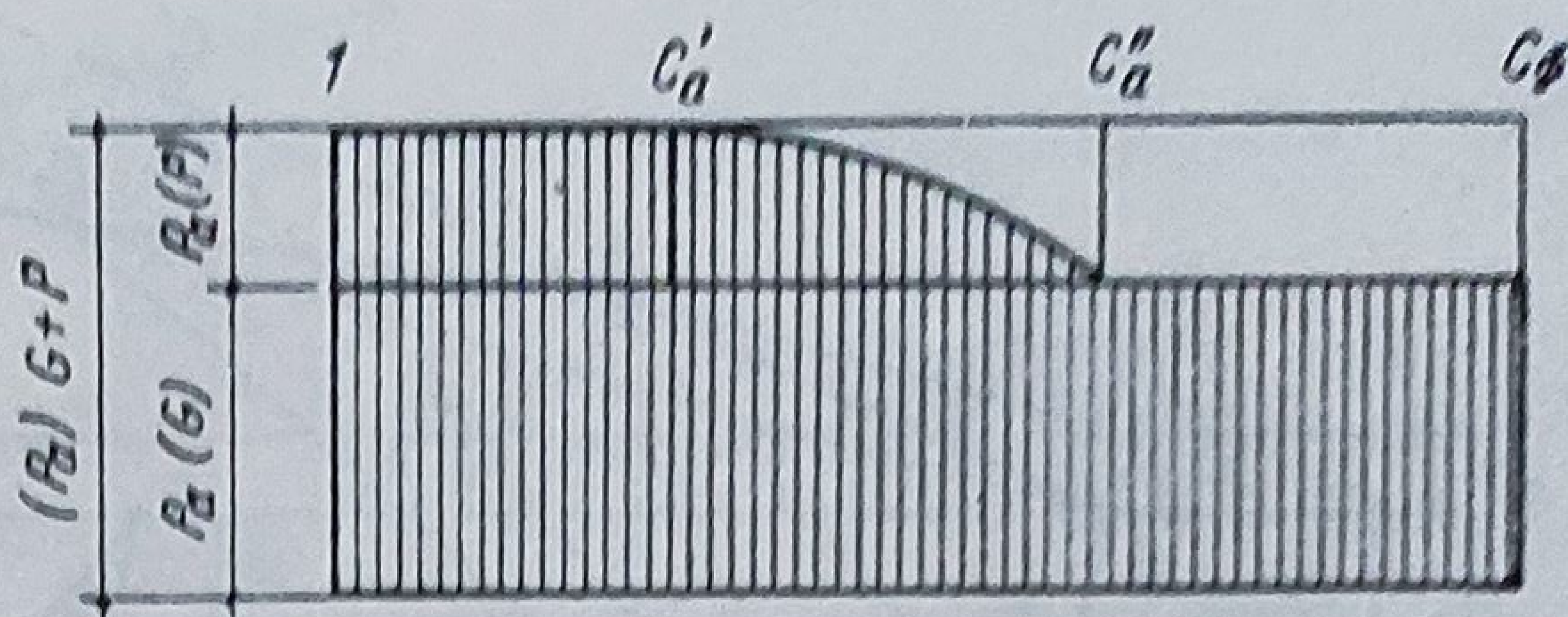


Fig. 9.37. Influența unei încărcări liniar concentrate P asupra zidului de sprijin.

Fig. 9.38. Efectul împingerii active din forța P, în raport cu poziția forței față de zid.



Analizînd influența pe care o are forța liniar concentrată P asupra zidului, cînd ea se deplasează de la punctul A către punctul C_Φ, se deosebesc următoarele trei cazuri :

— Dacă forța liniar concentrată P acționează pe intervalul AC'_a, ruperea se produce după planul BC'_a, iar împingerea totală este dată de segmentul $\overline{D'_aE'_a}$, împingerea activă dată numai de forța concentrată va fi

$$P_{aP}=n\,(\overline{D'_aE'_a}-\overline{D_aE_a}). \tag{9.52}$$

Rezultă că pe acest interval, influența forței este constantă, indiferent de poziția ei față de punctul A.

— Cînd forța liniar concentrată P acționează pe intervalul $C'C''_a$ ruperea se produce după planul care trece prin piciorul forței, împingerea totală fiind dată de segmentul $D'E'$, iar influența forței concentrate rezultă din relația

$$P_{aP}=n\,(\overline{D'E'}-\overline{D_aE_a}). \tag{9.53}$$

Influența forței P, scade pe măsură ce se îndepărtează de zid, ajungînd ca pentru planul BC''_a să fie zero (fig. 9.38).

— Cînd forța P acționează peste linia C''_a, nu mai are nici o influență asupra zidului de sprijin.

Distribuția presiunilor active este și ea influențată de poziția forței față de punctul A al zidului.

Cînd forța P lucrează pe intervalul AC'_a, înălțimea zidului pe care se face simțită influența forței se obține ducînd prin punctul de aplicare al forței C_1, dreapta C_1A' (fig. 9.39, a), la unghiul Φ față de orizontală, și dreapta C_1B' paralelă cu planul BC'_a.

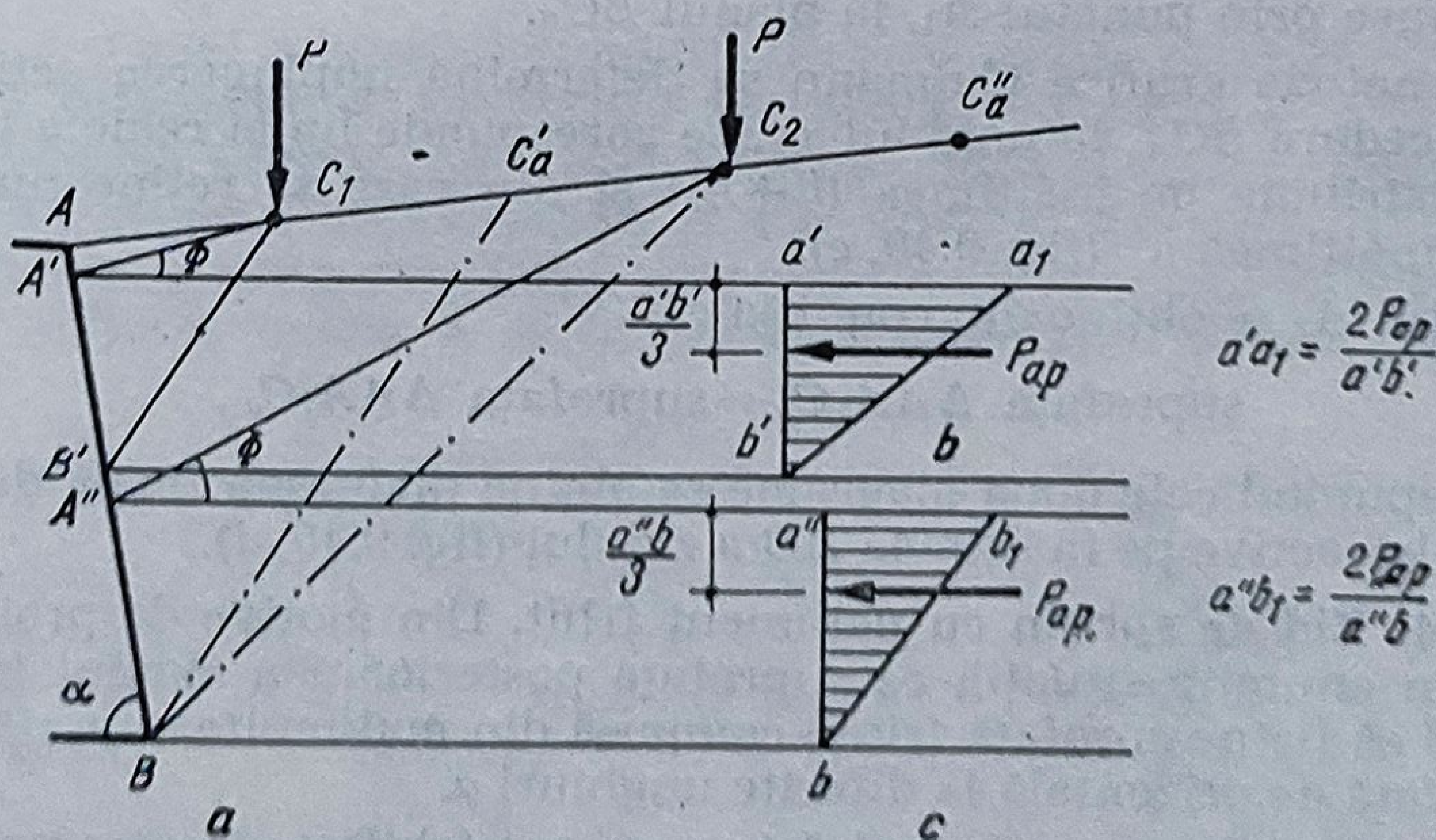


Fig. 9.39. Distribuția presiunii active dată de forța P:
a — poziția forței P față de punctul A al zidului; b — distribuția presiunii active cînd P se află pe intervalul AC'_a; c — idem, cînd se află pe intervalul $C'_aC''_a$.

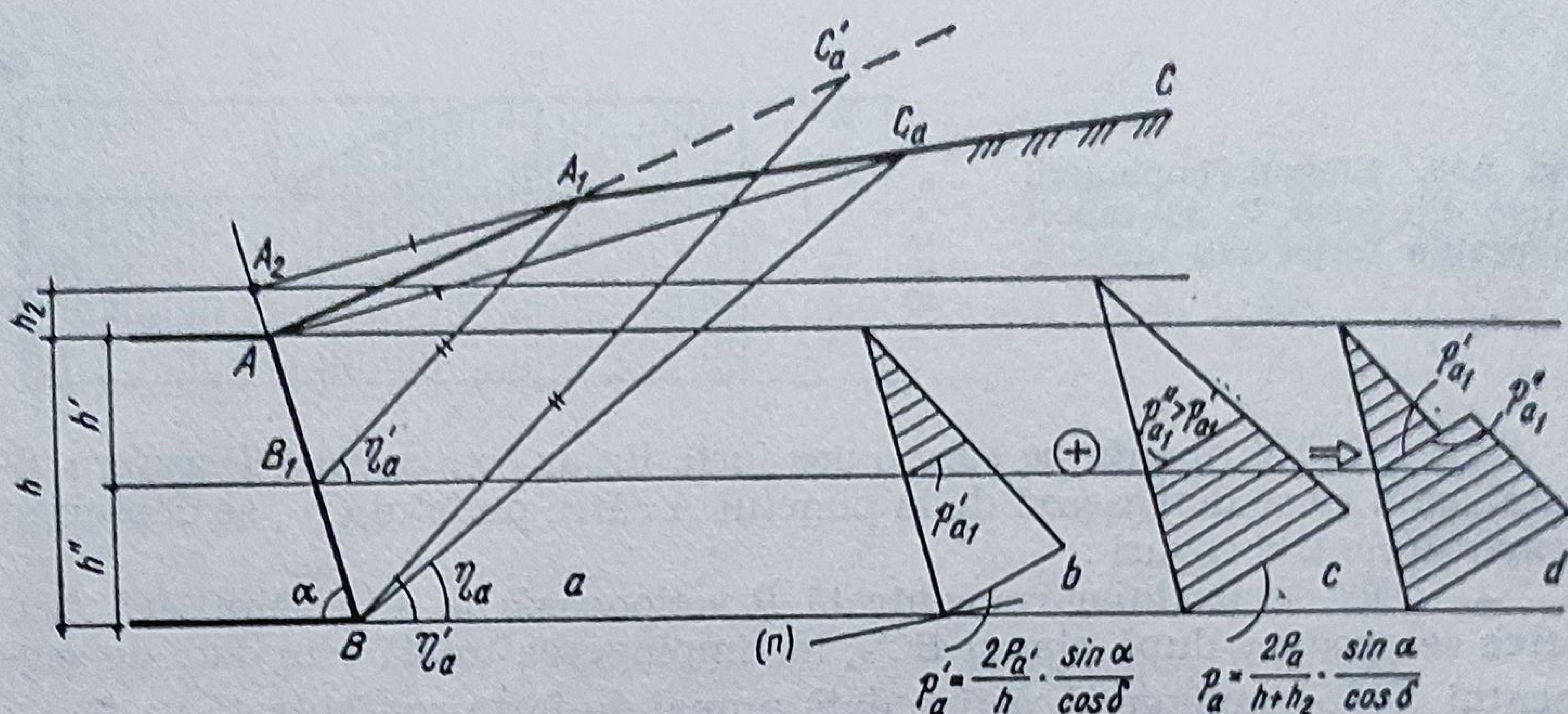


Fig. 9.40. Împingerea activă în cazul terenului cu suprafaţa frîntă:
a — construcţia grafică; *b* — diagrama presiunilor active pe înălţimea h; *c* — idem, pe înălţimea h''; *d* — diagrama rezultantă.

Dacă forţa P, acţionează pe intervalul $C_a'C_a''$, porţiunea din parament influenţată se determină ducînd prin punctul de aplicare al forţei C_2 dreapta C_2A'', care face cu orizontala unghiul Φ, şi planul de alunecare C_2B.

Diagramele de distribuţie a presiunilor active cu adîncimea sînt de forma celor din figura 9.39, *b* şi *c*.

9.3.4.3. **Cazul unui teren cu suprafaţă frîntă.** Suprafaţa frîntă a terenului sprijinit influenţează modul de repartizare a împingerii pe înălţimea zidului (fig. 9.40).

Printr-o metodă oarecare se determină împingerea activă, considerînd linia terenului AA_1 prelungită, stabilindu-se şi poziţia planului de alunecare BC_a', respectiv unghiul η_a'. Se trasează diagrama presiunilor active, p_a', din care se reţine numai diagrama triunghiulară pe înălţimea h', respectiv AB_1 (fig. 9.40, *b*). Poziţia punctului B_1 se obţine la intersecţia paralelei duse prin punctul A_1, la planul BC_a'.

Prin metoda grafică Culmann se determină împingerea activă P_a şi planul de cedare BC_a, la unghiul η_a, ce corespunde liniei reale a terenului, care se distribuie pe înălţimea $(h+h_2)$ şi din care se reţine numai diagrama pe înălţimea h'' (fig. 9.40, c).

Punctul A_2 se obţine din condiţia ca

$$\text{suprafaţa } \Delta AA_1C_a = \text{suprafaţa } \Delta AA_2C_a .$$

Suprapunînd cele două diagrame se obţine diagrama finală de variaţie a presiunilor active pe înălţimea AB a zidului (fig. 9.40, *d*).

9.3.4.4. **Zid de sprijin cu parament frînt.** Din motive de proiectare se impune, în anumite situaţii, ca suprafaţa posterioară a zidului în contact cu terenul să fie o suprafaţă frîntă compusă din mai multe suprafeţe plane, înclinate faţă de orizontală la diferite unghiuri α.

În figura 9.41 se arată modul în care se stabileşte împingerea şi diagrama de variaţie a presiunilor active pe înălţimea zidului. Se consideră un zid de sprijin în două pante AA_1 şi A_1B, făcînd cu orizontala unghiurile α_1, respectiv α_2 (fig. 9.41, *a*).

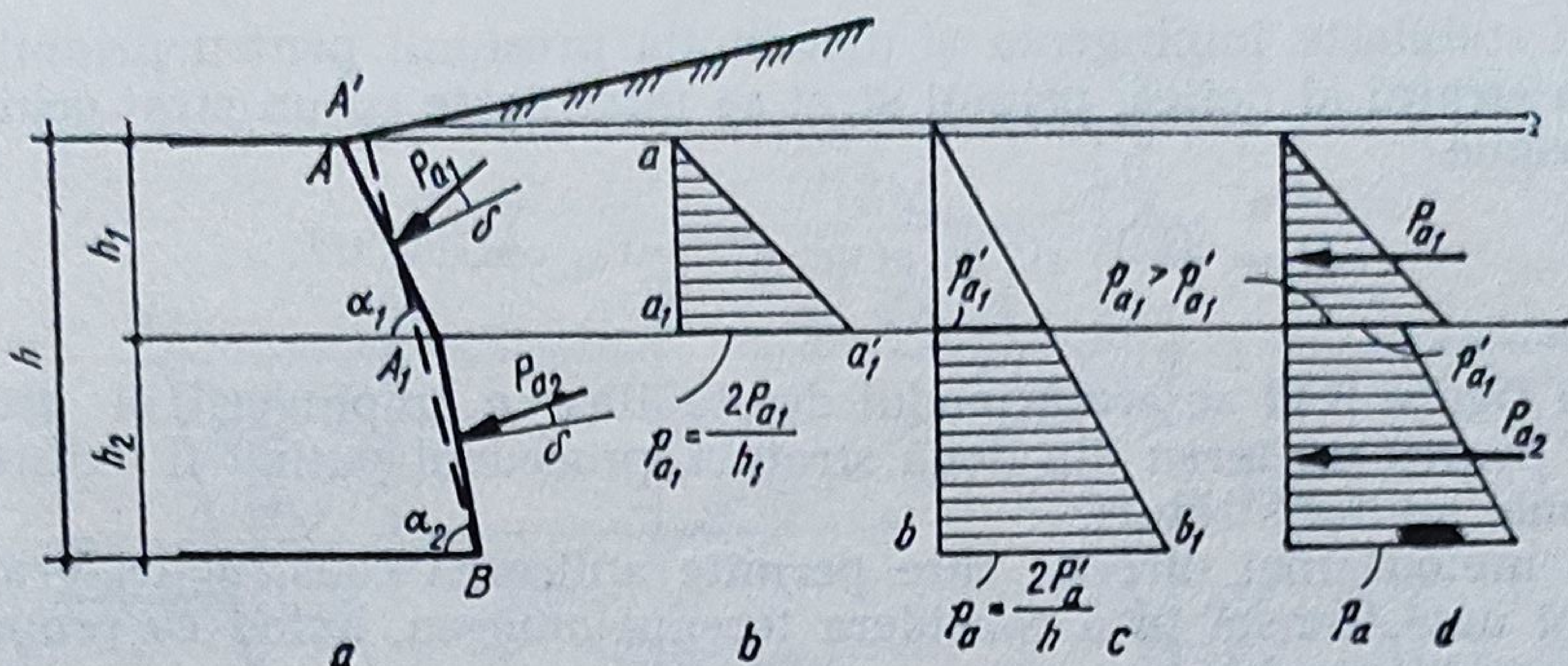


Fig. 9.41. Împingerea activă pe zid de sprijin cu parament frînt:
a — zid de sprijin cu parament frînt; *b* — diagrama presiunilor active pe înălțimea h_1; *c* — idem, pe înălțimea h_2; *d* — diagrama rezultantă.

Analizîndu-se relațiile analitice de calcul, stabilite în teoria lui Coulomb, se constată că pe înălțimea h_1 corespunde un λ_{a_1}, iar pe înălțimea h_2 un λ_{a_2}, ceea ce face ca diagrama de presiuni să înregistreze un salt în dreptul punctului de schimbare de pantă a paramentului.

Rezolvîndu-se grafic problema, prin oricare din metode, se obține pentru înălțimea h_1, respectiv AA_1, împingerea activă P_{a1} și diagrama triunghiulară de presiuni $a\,a_1a'_1$ (fig. 9.41, *b*).

Ca să determinăm împingerea și presiunea activă pe înălțimea h_2, respectiv pentru suprafața A_1B, vom considera în locul suprafeței AA_1B, o suprafață BA', astfel ca volumul de pămînt din spatele zidului să nu se modifice ca valoare.

Împingerea P'_a obținută se repartizează pe înălțimea $h+h'$, obținîndu-se diagrama $a'bb_1$, din care se reține numai diagrama trapezoidală corespunzătoare înălțimii h_2 (fig. 9.41, *c*).

Suprapunîndu-se cele două diagrame se obține diagrama presiunilor active și împingerile active P_{a1}, care acționează pe suprafața AA_1 și respectiv P_{a2}, care acționează pe suprafața A_1B (fig. 9.41, *d*). Procedeul poate fi aplicat și în cazul unui parament curb, înlocuindu-l cu unul poligonal și procedînd ca mai sus.

9.3.4.5. **Cazul terenului compus din mai multe straturi.** De cele mai multe ori, terenurile sînt alcătuite din straturi de pămînt cu caracteristici fizico-mecanice diferite, care influențează atît împingerea pămîntului cît și modul de repartizare a acesteia, pe înălțimea zidului.

Metodele grafice pot fi aplicate cu destulă ușurință la stabilirea împingerii active și pasive, date de fiecare strat asupra zidului (fig. 9.42).

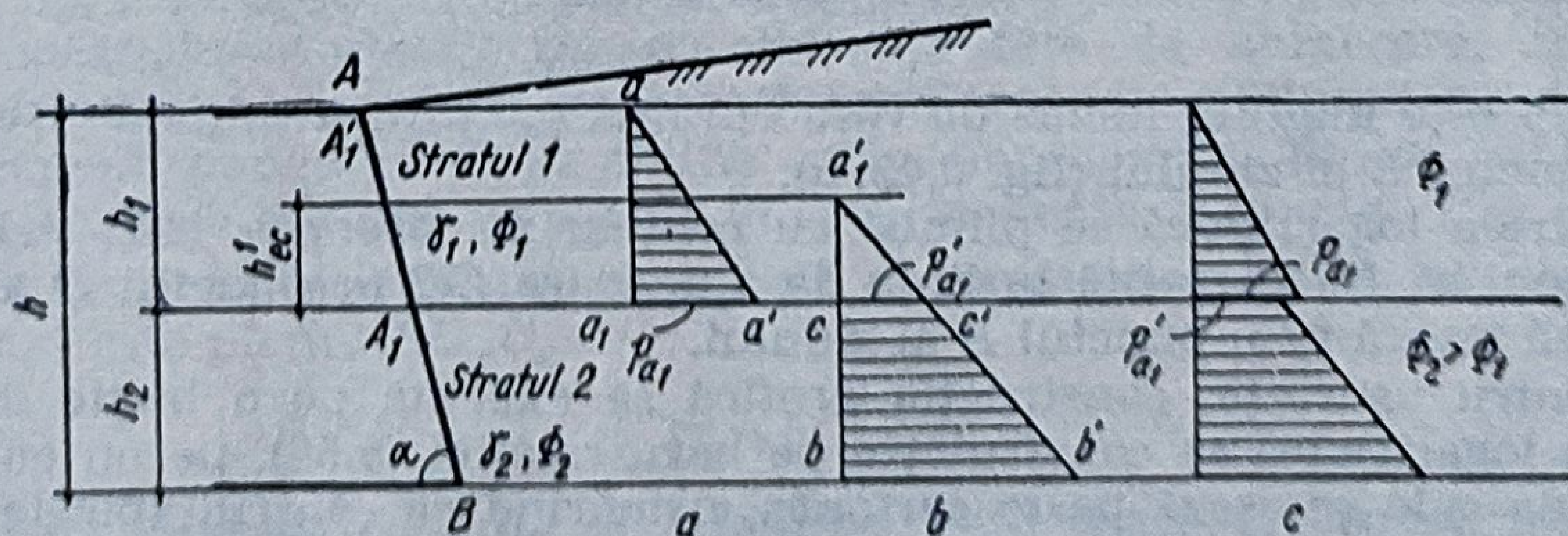


Fig. 9.42. Împingerea activă în cazul terenului stratificat:
a — diagrama presiunilor active pe înălțimea h_1; *b* — idem, pe înălțimea h_2; *c* — diagrama rezultantă.

Se stabilește împingerea și distribuția presiunii pentru primul strat. Pentru stratul al doilea, primul strat se înlocuiește cu un strat echivalent de grosime

$$h_{ec}^{1}=\frac{\gamma_1 h_1}{\gamma_2} \text{ și, în general, } h_{ec}^{i-1}=\frac{\sum \gamma_{i-1} h_{i-1}}{\gamma_i}. \tag{9.54}$$

În figura 9.42 se arată modul de stabilire a împingerii și presiunii active pentru un teren din două straturi, procedeul putînd fi extins și în cazul mai multor straturi.

O metodă mai directă, care permite aplicarea construcției grafice o singură dată, constă în a considera terenul omogen, avînd ca proprietăți valori medii ponderate:

$$\gamma_{mp}=\frac{\sum \gamma_i h_i}{\sum h_i} \text{ și } \Phi_{mp}=\frac{\sum \Phi_i h_i}{\sum h_i}. \tag{9.55}$$

9.3.5. CALCULUL REZISTENȚEI PASIVE ADMIȚÎND SUPRAFEȚE COMPUSE DE ALUNECARE

În cazul cînd suprafața de contact dintre zid și teren este rugoasă, frecarea dintre ele este mare, ceea ce face ca suprafețele de alunecare, în vecinătatea zidului, să nu mai fie suprafețe plane, așa cum s-a admis în teoria lui Coulomb. Aplicarea ipotezei lui Coulomb la stabilirea rezistenței pasive, conduce la erori mari față de rezultatele obținute experimental, sau prin calcul, admițînd suprafețe compuse de alunecare. Erorile pot fi de pînă la 17%, în cazul unghiurilor de frecare sub 16°, crescînd foarte mult odată cu creșterea lui Φ.

Pentru evitarea acestora se recomandă ca, atunci cînd $\delta > \Phi/3$, să se admită ipoteza suprafețelor compuse de alunecare, generate, în prima parte de o spirală logaritmică sau de un arc de cerc, care continuă cu o suprafață plană.

9.3.5.1. Metoda spiralei logaritmice. Pentru exemplificarea metodei se consideră suprafața terenului plană și orizontală. Dreapta AN (fig. 9.43, *a*), dusă față de orizontală la un unghi de $45° - \frac{\Phi}{2}$, delimitează deasupra ei un masiv de pămînt pentru care se consideră suprafețe plane de alunecare, putînd fi aplicată teoria lui Rankine.

Sub dreapta AN, linia de alunecare se consideră o spirală logaritmică:

$$r = r_0 e^{\theta \operatorname{tg} \Phi}, \tag{9.56}$$

în care θ este unghiul închis de raza curentă r, cu raza inițială r_0, ce trece prin punctul B al zidului (fig. 9.43, *a*).

Spirala logaritmică se plimbă cu centrul pe dreapta AN, astfel ca tot timpul să fie tangentă la linia de alunecare DC în punctul D al acesteia și să treacă prin punctul B al zidului.

Pentru ușurință, construcția grafică se execută pe o hîrtie de calc. Spirala logaritmică se construiește pe baza relației (9.56), pe un cartonaș. Hîrtia de calc se așază peste cartonaș, urmărind ca centrul spiralei să se mențină tot timpul pe linia AN și se rotește cartonașul pînă cînd o porțiune din spirală trece prin punctul B, iar în punctul D este tangentă la linia DC.

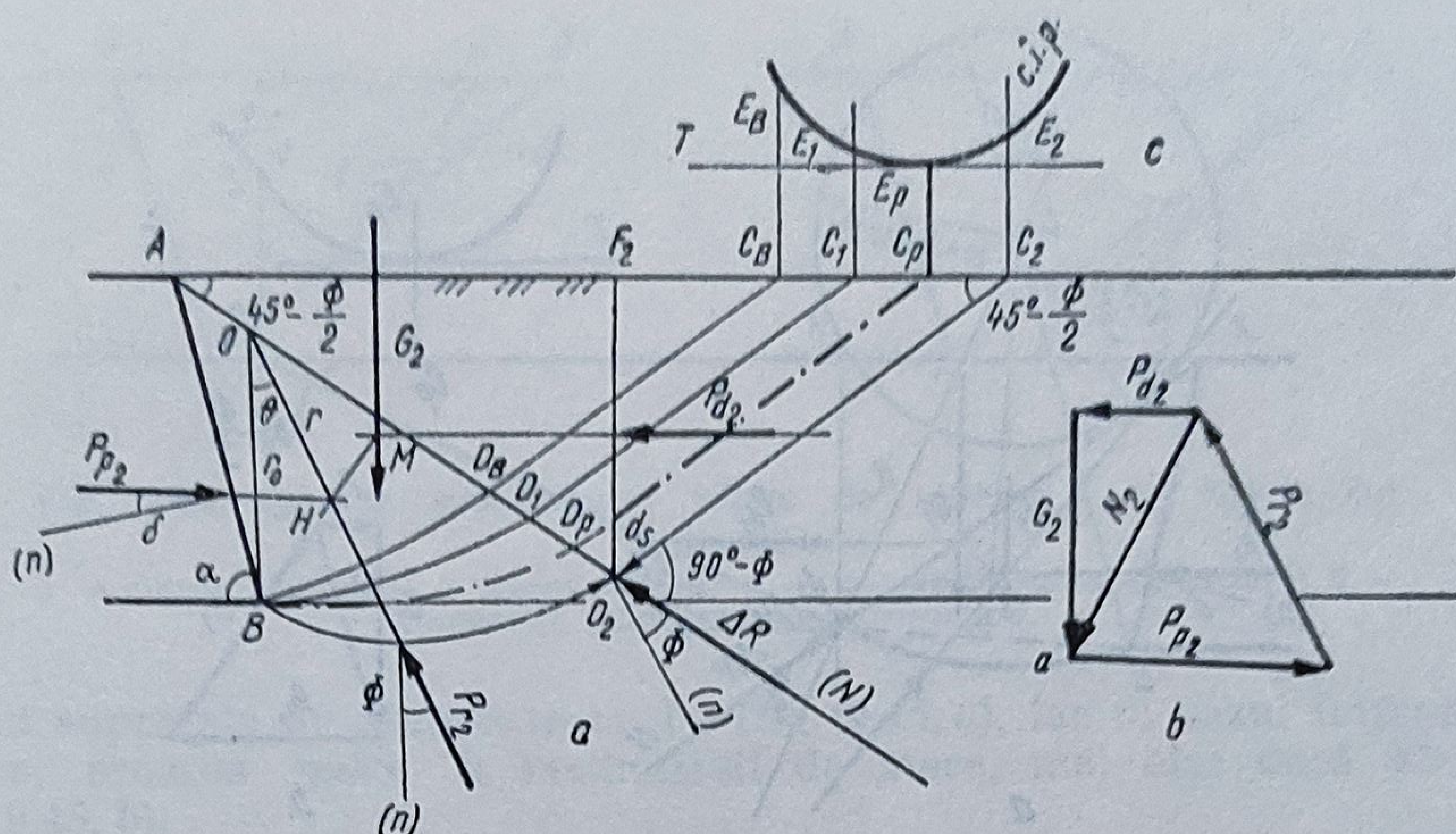


Fig. 9.43. Determinarea rezistenței pasive prin metoda spiralei logaritmice :

a — construcția grafică; *b* — poligonul forțelor; *c* — curba împingerilor pasive.

Neglijînd coeziunea și aderența dintre pămînt și perete, forțele care trebuie să-și facă echilibrul, sînt :

— împingerea pasivă P_d, pe verticala DF, fig. 9.43 ;

— greutatea G, a masivului de pămînt $ABDF$, cunoscută ca direcție și mărime ;

— împingerea P_p, cunoscută numai ca direcție (face cu normala n la suprafața de contact, unghiul δ) ;

— reacțiunea R de pe suprafața de alunecare BD, a cărei mărime și direcție sînt necunoscute. Pentru stabilirea direcției de acțiune, se observă că reacțiunea ΔR ce corespunde unei suprafețe de alunecare elementare, din punctul D, face cu normala unghiul Φ, adică se suprapune peste dreapta AN. Rezultă că direcția reacțiunii totale are un punct pe dreapta AN. Acest punct este tocmai centrul O al spiralei.

Pentru echilibru, trebuie ca rezultanta N, P_p și R să fie concurente, adică direcția reacțiunii R să treacă prin punctul de intersecție H al celorlalte două direcții.

Cunoscută fiind poziția punctelor O și H, direcția reacțiunii R este determinată.

Construind poligonul forțelor pentru o suprafață dată, de exemplu BD_2C_2, fig. 9.43, *b*, se obține mărimea împingerii pasive P_p și a reacțiunii R.

Procedîndu-se identic pentru alte suprafețe de alunecare, se obțin alte mărimi ale împingerii pasive. Trecînd valorile obținute pe verticale ce corespund punctelor C, se obține curba împingerilor pasive (c.î.p.).

Împingerea minimă se obține ducînd tangenta T la c.î.p. (fig. 9.43, c), paralelă cu linia terenului și este dată de segmentul $\overline{E_pC_p}$, iar planul de alunecare este planul BD_pC_p :

$$P_p = n\overline{C_pE_p}. \tag{9.57}$$

9.3.5.2. **Metoda cercului de fricțiune.** Pentru a ușura construcția grafică se admite înlocuirea spiralei logaritmice cu un arc de cerc la care planul CD este tangent în D și trece prin punctul B (fig. 9.44, *a*). Metoda este mai puțin exactă, dar mai simplă și ușor de aplicat.

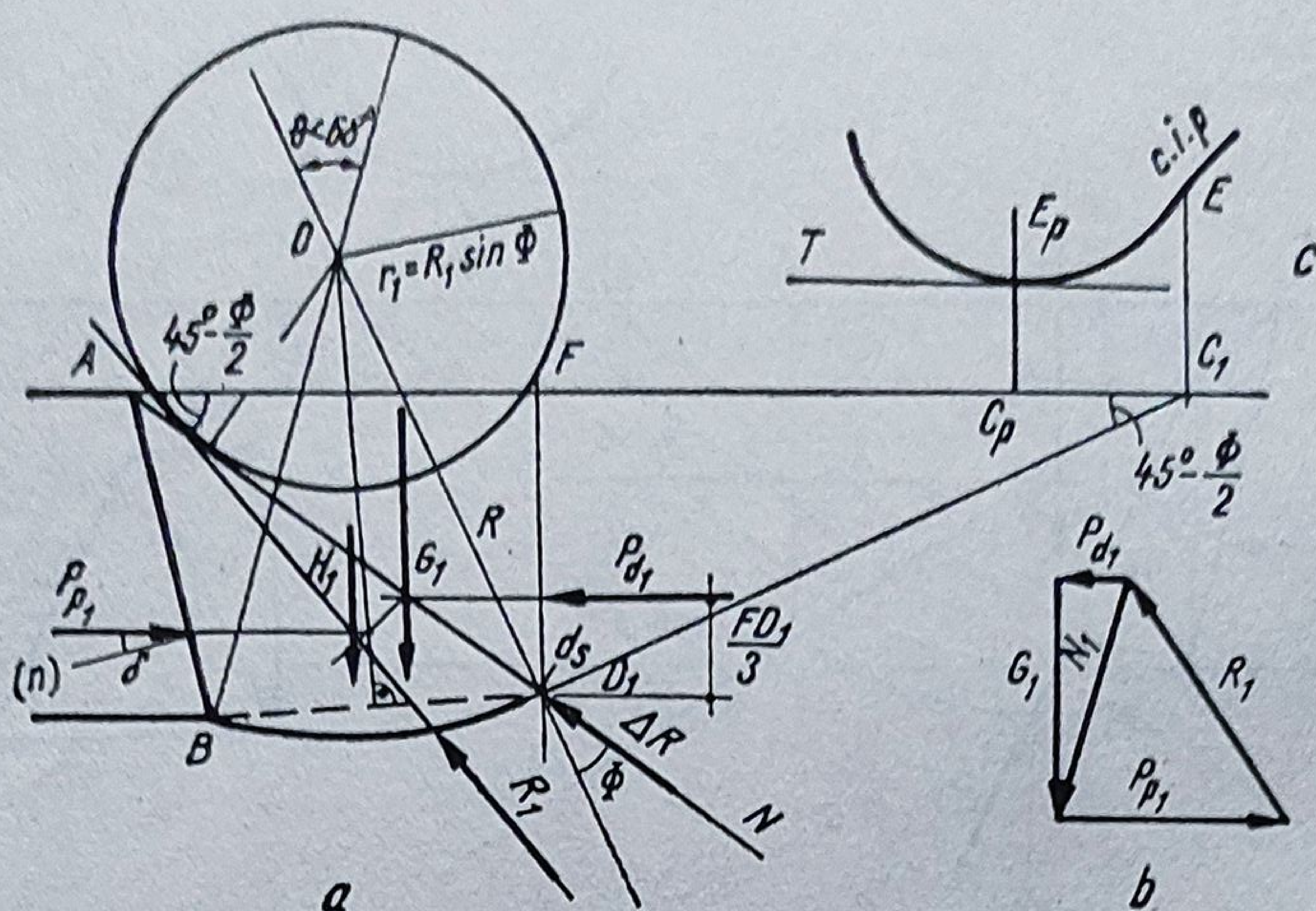


Fig. 9.44. Determinarea rezistenței pasive prin metoda cercului de fricțiune:
a — construcția grafică; *b* — poligonul forțelor; *c* — curba împingerilor pasive.

Pentru o suprafață de alunecare oarecare BD_1C_1, centrul arcului de cerc BD_1 se obține la intersecția normalei dusă la suprafața elementară ds, din punctul D_1, pe dreapta D_1C_1, cu mediatoarea segmentului BD_1.

Ca și în cazul spiralei logaritmice, se observă că în punctul D_1 reacțiunea R_1, corespunzătoare suprafeței elementare ds, face unghiul Φ cu normala dusă pe tangenta D_1C_1 al arcului D_1B, fiind în prelungirea dreptei AN, care este tangentă la un cerc de rază $r_1=R_1 \sin \Phi$. Direcția reacțiunii totale R_1, de pe suprafața de alunecare BD_1, trece prin punctul H_1 și va fi tangentă la cercul de rază r_1.

Pentru un alt plan de alunecare BD_iC_i, reacțiunea R_i de pe suprafața generată de arcul de cerc BD_i este tangentă la cercul de rază $r_i=R_i \sin \Phi$. Rezultă că pentru diferite suprafețe de alunecare cercul rămîne tangent la dreapta AN, deplasîndu-se pe aceasta, motiv pentru care se numește cerc de fricțiune sau de fugă.

Avînd cunoscute: P_a și G ca mărime și direcție, și direcția de acțiune a forțelor R și P_p, se construiește poligonul forțelor (fig. 9.44, *b*) pentru mai multe suprafețe de alunecare, se trasează c.î.p. și apoi se determină împingerea pasivă minimă, $P_p=nC_pF_p$ (fig. 9.44, *c*).

Rezultatele obținute prin metoda cercului de fugă nu diferă de cele reale cu mai mult de 4—5%, dacă unghiul θ la centru, $\widehat{BOD}$, nu depășește 60°.

9.3.6. UNELE CONSIDERAȚII PRIVIND TEORIA LUI COULOMB

Admiterea ipotezei suprafețelor plane de alunecare în rezolvarea problemelor de împingere activă și pasivă a terenurilor conduce la obținerea unor rezultate care diferă de cele reale, obținute pe cale experimentală, din cauză că suprafața reală de alunecare este o suprafață curbă (fig. 9.45). În cazul împingerii active, admiterea suprafețelor plane de alunecare introduce o eroare de maximum 5% față de împingerea ce se obține consi-

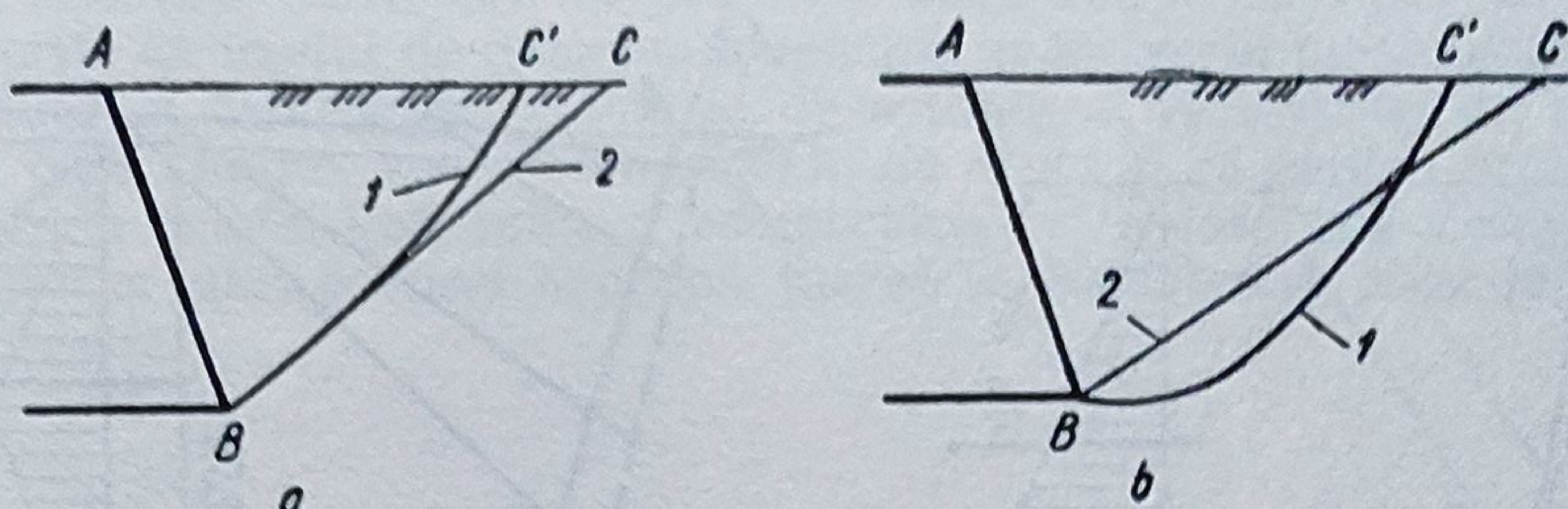


Fig. 9.45. Ipoteza suprafețelor plane de alunecare în teoria lui Coulomb :

a — starea activă; *b* — starea pasivă; *1* — suprafață curbă de cedare; *2* — suprafață plană admisă în rezolvare.

derînd suprafața de alunecare curbă (fig. 9.45, *a*), iar în cazul împingerii pasive, eroarea poate fi inadmisibil de mare, mai ales dacă $\delta > \Phi/3$ (fig. 9.45, *b*).

Pentru echilibrul prismei de pămînt care produce împingerea (fig. 9.46, *a*) trebuie ca poligonul forțelor P_a, R și G să se închidă (fig. 9.46, *b*). Cele trei forțe coplanare își pot face echilibrul numai dacă ele sînt concurente :

— greutatea G a pămîntului lucrează pe direcția verticalei ce trece prin centrul de greutate, adică la $AC_a/3$ față de zid ;

— împingerea activă P_a, la $AB/3$ față de bază, după o direcție care face cu normala la zid unghiul δ ;

— considerînd suprafața de alunecare plană și că frecarea pe această suprafață este distribuită triunghiular, rezultanta R acționează la $BC_a/3$, după o direcție care face cu normala la suprafața de alunecare unghiul frecării interne Φ.

Cele trei forțe pot să-și facă echilibrul numai dacă direcția împingerii P_a este paralelă cu suprafața terenului, sau repartiția presiunilor pe suprafețele AB și BC_a nu sînt triunghiulare, ci de o formă care să conducă la concurența celor trei forțe sau dacă suprafețele de alunecare nu sînt plane.

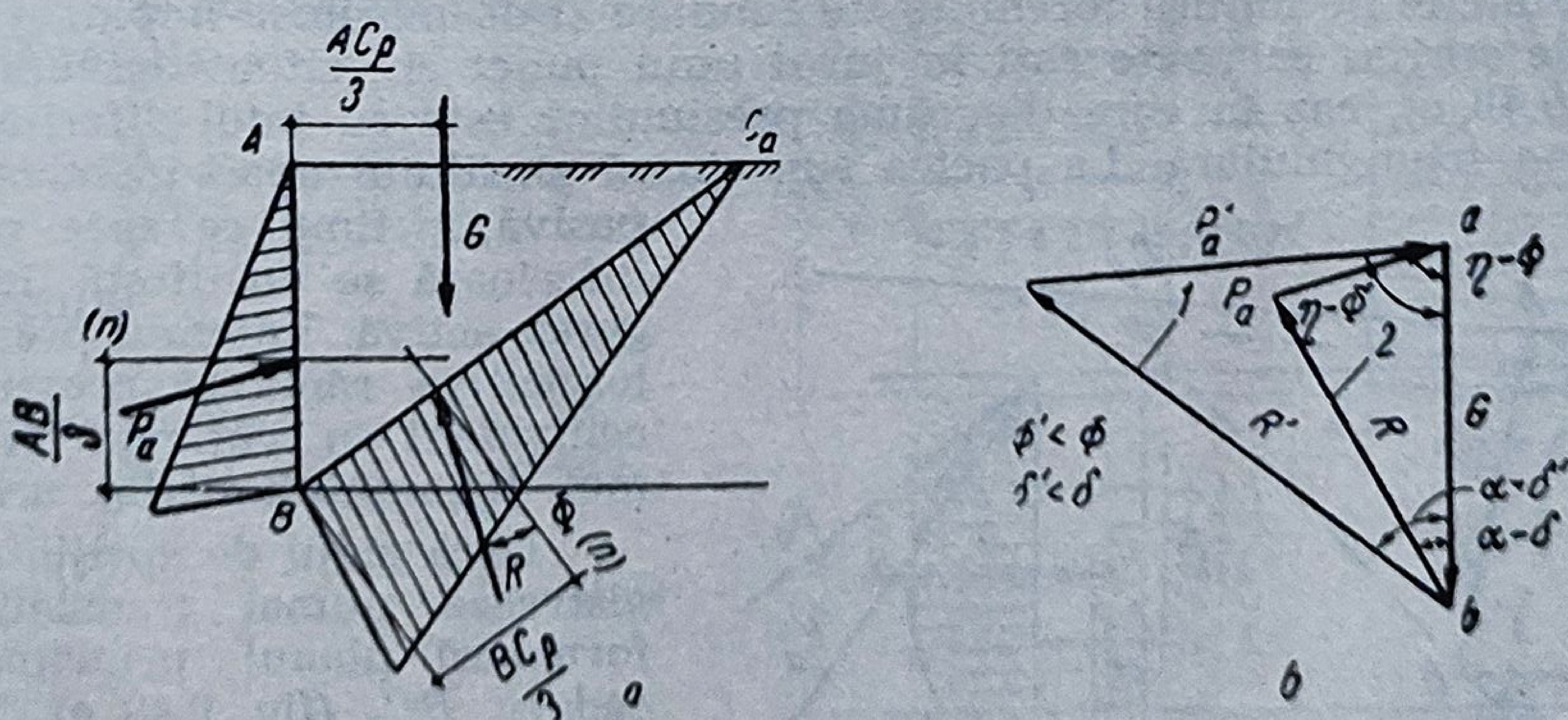


Fig. 9.46. Condiția de echilibru în poligonul forțelor, în teoria lui Coulomb :

a — repartiția împingerii active pe suprafața *AB* și a reacțiunii *R* pe suprafața BC_a ; *b* — poligonul forțelor; *1* — înaintea momentului cedării; *2* — în momentul cedării.

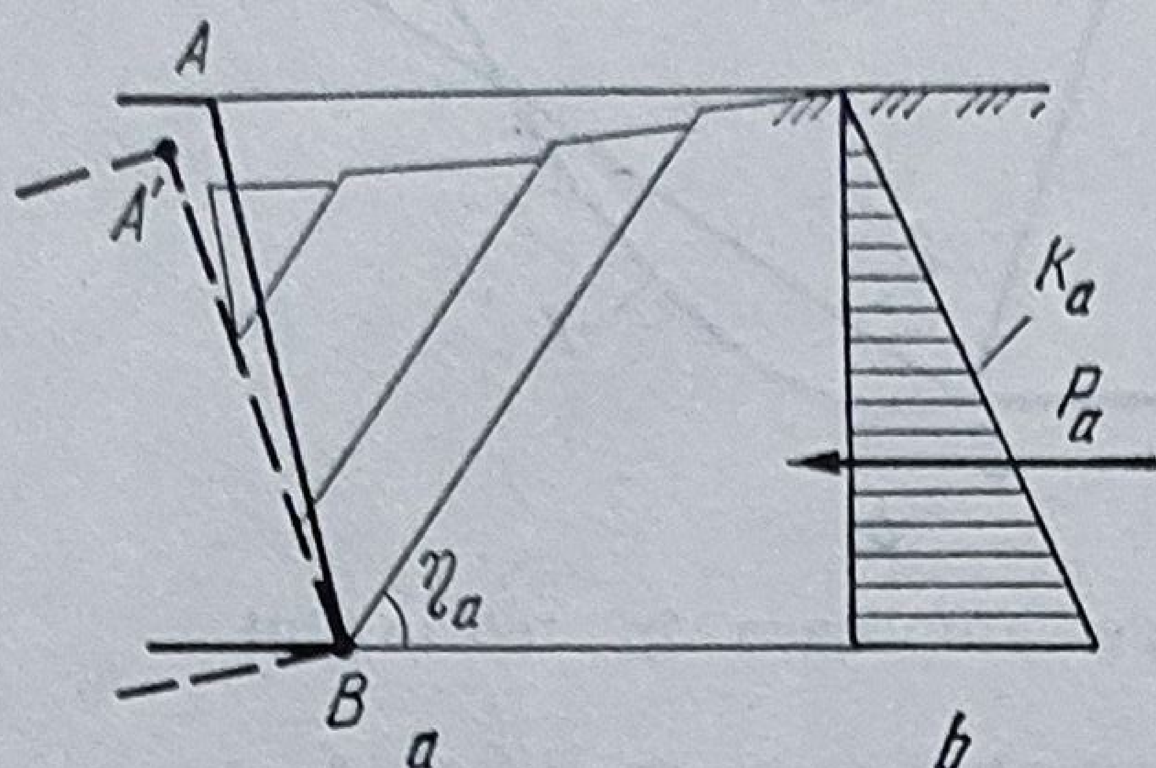


Fig. 9.47. Modul de deplasare a zidului în cazul teoriei lui Coulomb :

a — rotirea zidului în jurul punctului B; *b* — diagramă triunghiulară de repartizare a presiunilor active.

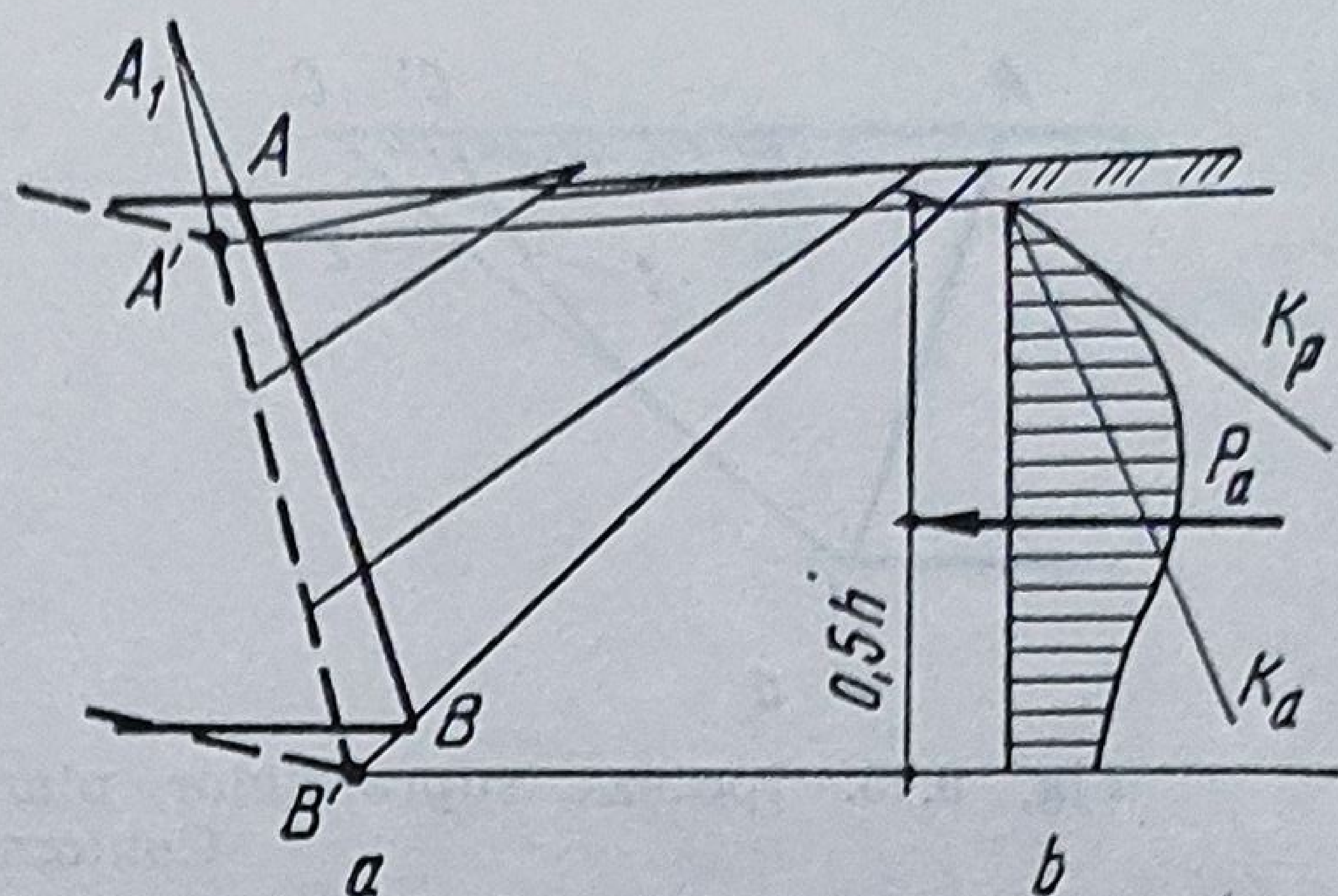


Fig. 9.48. Rotirea zidului în raport cu un punct situat deasupra coronamentului :

a — rotirea în raport cu punctul A_1; *b* — diagrama netriunghiulară de repartizare a presiunilor active.

În condițiile teoriei lui R a n k i n e, admițînd distribuția triunghiulară a reacțiunilor pe suprafețele AB și BC_a, condiția de concurență a celor trei rezultante, este satisfăcută.

O altă observație ce poate fi adusă teoriei lui Coulomb, constă în faptul că din poligonul forțelor *abc*, pentru momentul ruperii și poligonul forțelor *abc'* (fig. 9.46, *b*), înainte de rupere, din cauză că : $\Phi' < \Phi$ și $\delta' < \delta$, rezultă că înainte de rupere împingerea activă este mai mare decît în momentul ruperii, situație ce nu corespunde realității.

Studiile experimentale au arătat că unghiul δ crește pe măsură ce crește unghiul frecării interne Φ. Pentru stabilirea lui δ se recomandă relația

$$\delta = \left(\frac{1}{3} \ldots \frac{3}{4}\right) \Phi. \tag{9.58}$$

În teoria clasică a împingerii elaborată de C o u l o m b se admite că elementul de sprijin este rigid în comparație cu terenul și că se rotește în jurul punctului B (fig. 9.47).

Funcție de natura terenului de fundare și de mărimea împingerii, zidul de sprijin se poate roti în jurul unui punct A_1, situat deasupra lui (fig. 9.48, *a*), caz în care diagrama presiunilor este cu totul diferită față de una triunghiulară. La partea superioară a zidului apare o rezistență pasivă, în timp ce spre partea inferioară se manifestă împingerea activă. Volumul presiunilor active rămîne aproximativ echivalent cu volumul diagramei triunghiulare (fig. 9.48, *b*).

Dacă zidul de sprijin înregistrează numai translații, se formează planul principal de cedare BC_a (fig. 9.49, *a*), înregistrîndu-se la partea superioară a zidului, împingerea în stare de repaus, iar spre bază împingerea activă (fig. 9.49, *b*).

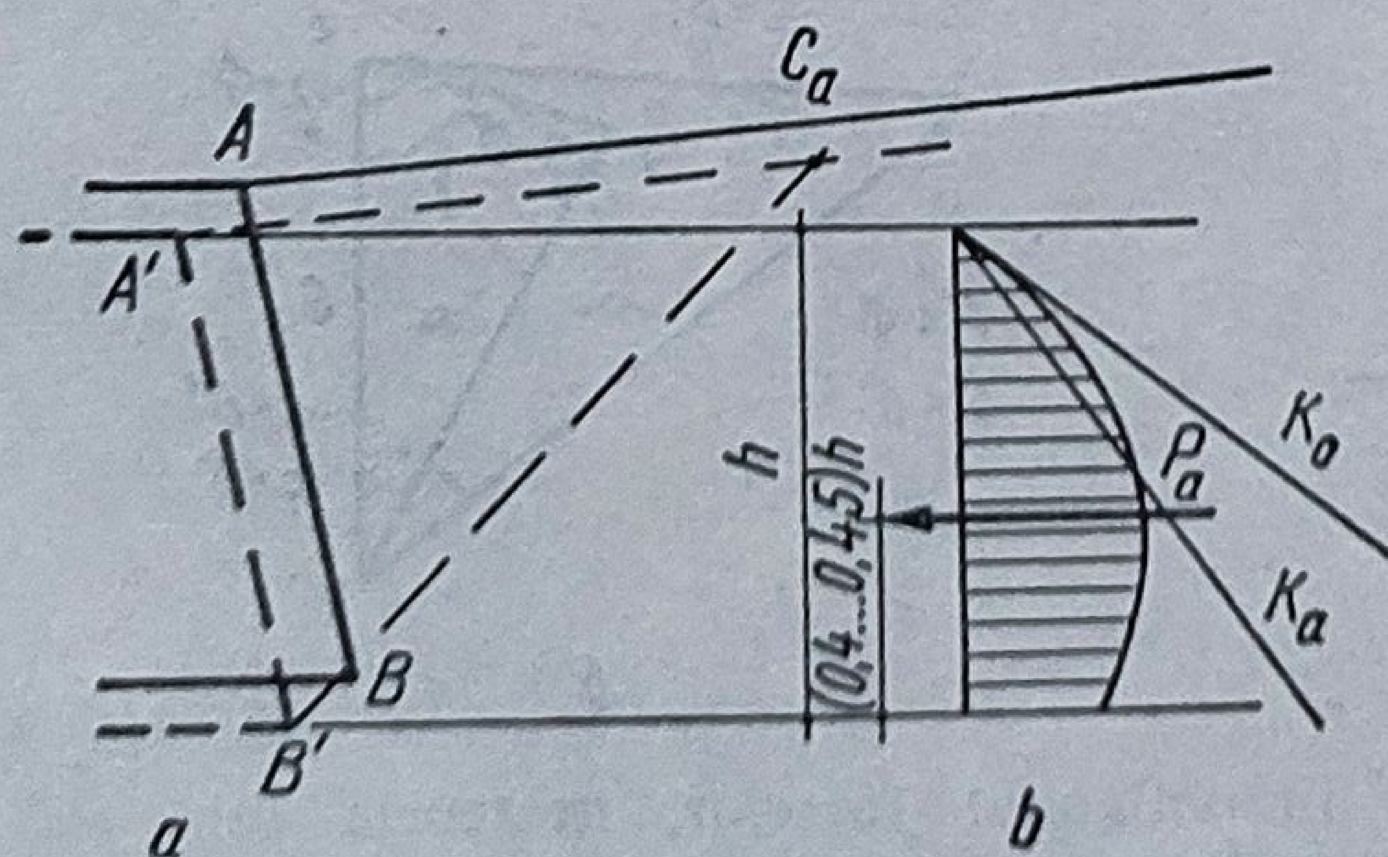


Fig. 9.49. Deplasarea zidului prin translație :

a — deplasarea zidului; *b* — modul de repartizare a presiunilor.

De cele mai multe ori, în practică, deformațiile zidurilor de sprijin sînt diferite de modul de deformare considerat în teoria lui Coulomb, fapt ce conduce la deplasarea punctului de acțiune al rezultantei de la 1/3 h față de baza zidului, spre (0,4 . . . 0,6) h. Se observă că pentru proiectarea zidului și a fundațiilor, ipoteza comportării reale este mai defavorabilă decît ipoteza clasică, fiind necesară luarea în considerare a modului real de deformare.

9.4. ÎMPINGEREA ÎN SPAȚII ÎNGUSTE. EFECTUL DE SILOZ

În practică se întîlnesc cazuri care necesită stabilirea împingerii active exercitată de pămînt sau de alte materiale asupra a doi pereți apropiați paraleli și verticali (fig. 9.50, *a*).

Dacă înălțimea h a materialului este mică și planul de alunecare nu intersectează peretele vertical, diagrama presiunilor active se stabilește conform celor arătate în paragrafele anterioare, putîndu-se considera distribuția triunghiulară a presiunilor. În majoritatea cazurilor înălțimea h a materialului fiind mare, planul de alunecare intersectează peretele, caz în care presiunea activă se determină din condiția de echilibru, luînd în considerare greutatea proprie a materialului și frecarea pe pereții verticali.

Se consideră la adîncimea z un element de grosime dz, și lungimea egală cu unitatea, atunci cînd este vorba de problema plană.

Asupra elementului va acționa : greutatea proprie, $dq = \gamma\, b\, dz \cdot 1$; încărcarea pe fața superioară q ; reacțiunea la fața inferioară a elementului $(q+dq)$;presiunea pe peretele vertical p și forța de frecare $p\, dz\, \text{tg}\, \delta \cdot 1$, δ, fiind unghiul de frecare dintre material și peretele vertical, iar γ, greutatea volumică aparentă a materialului.

Din condiția de echilibru rezultă

$$\gamma b\, dz + qb = (q+dq)\, b + 2p\, dz\, \text{tg}\, \delta. \tag{9.59}$$

Considerînd pentru presiunea laterală relația

$$p = q\, \text{tg}^2 \left(45° - \frac{\Phi}{2}\right) = qK_a,$$

rezultă

$$dz = \frac{dq}{\gamma - \frac{2}{b}\, q\, K_a\, \text{tg}\, \delta} = \frac{dq}{\gamma - aq}, \tag{9.60}$$

unde

$$a = \frac{2K_a\, \text{tg}\, \delta}{b}. \tag{9.61}$$

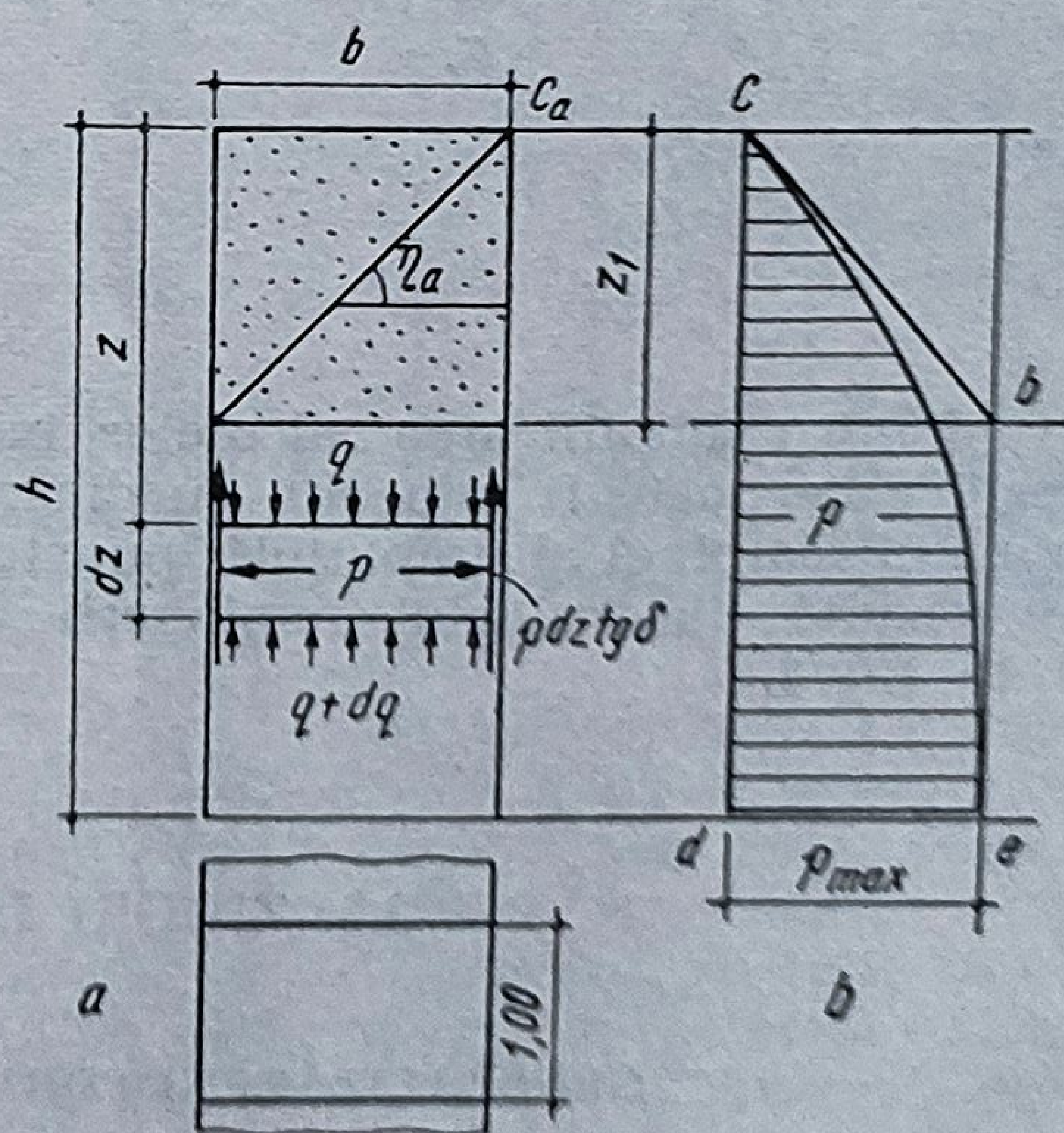


Fig. 9.50. Împingerea în spații înguste — efectul de siloz :

a — schema de calcul; *b* — diagrama de repartizare a presiunilor.

Integrînd (9.60), se obține

$$q=\frac{\gamma}{a}(1-e^{-az}), \tag{9.62}$$

iar presiunea pe pereții laterali este

$$p=qK_a=\frac{\gamma}{a}(1-e^{-az})K_a. \tag{9.63}$$

Se constată că presiunea variază cu adîncimea, la început, după o lege exponențială, avînd pentru $z=0$, $q=0$ și $p=0$, ca apoi, să tindă asimptotic către valoarea maximă :

$$p_{max}=\frac{\gamma}{a}K_a=\frac{\gamma b}{2\,\mathrm{tg}\,\delta}. \tag{9.64}$$

În cazul unui contur închis, cazul silozurilor, procedînd similar, din ecuația de echilibru se obține

$$q_a A\,\mathrm{d}z+qA=(q+\mathrm{d}q)A+q K_a U\,\mathrm{d}z\,\mathrm{tg}\,\delta, \tag{9.65}$$

în care A este secțiunea cuprinsă între pereții verticali, iar U perimetrul conturului închis.

Dacă se notează

$$a_s=\frac{K_a U\,\mathrm{tg}\,\delta}{A}, \tag{9.66}$$

rezultă

$$q=\frac{\gamma}{a_s}(1-e^{-a_s z}) \text{ și } p=\frac{\gamma}{a_s}(1-e^{-a_s z})K_a, \tag{9.67}$$

iar

$$p_{max}=\frac{\gamma A}{U\,\mathrm{tg}\,\delta}. \tag{9.68}$$

Pentru simplificarea calculelor, în activitatea de proiectare, diagrama reală c d e poate fi înlocuită cu diagrama c d e b, ce rezultă trasînd din punctul marginal al umpluturii punctul C_a, dreapta $C_a B$ sub unghiul η_a, ce rezultă din calculul împingerii active. În teoria lui Rankine, $\eta_a=$ $=45°+\Phi/2$.

9.5. ZIDURI DE SPRIJIN

9.5.1. GENERALITĂȚI ȘI FORME DE ZIDURI DE SPRIJIN

Zidurile de sprijin sînt construcții inginerești destinate asigurării stabilității unor mase de pămînt care, din diferite motive, nu pot fi menținute în echilibru numai prin amenajarea lor în taluz. Asemenea cazuri sînt întîlnite în activitatea inginerească la diferite categorii de lucrări (fig. 9.51),

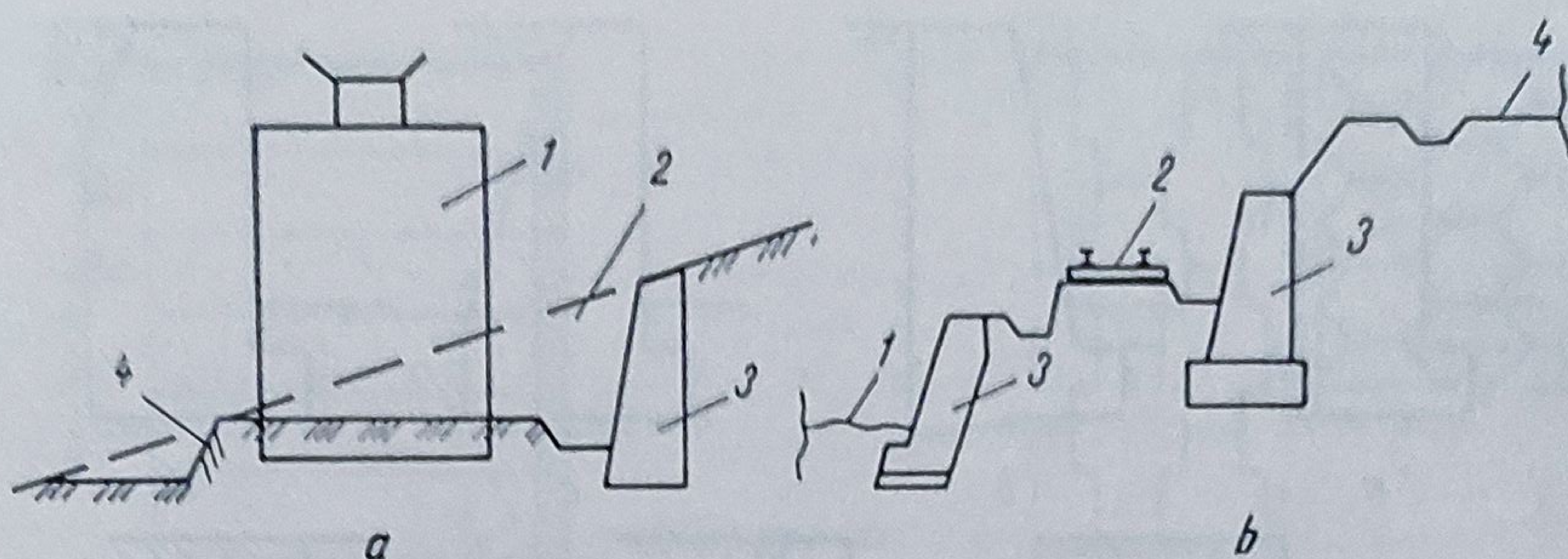


Fig. 9.51. Diferite cazuri de amenajare pe verticală cu ajutorul zidurilor de sprijin :

a — pentru construcții de clădiri; *1* — construcție; *2* — linie inițială a terenului; *3* — zid de sprijin; *4* — linia terenului sistematizat; *b* — pentru căi de comunicație; *1* — rîu; *2* — cale ferată; *3* — zid de sprijin; *4* — șosea.

cum sînt : sistematizarea pe verticală, în cazul construcțiilor amplasate pe terenuri în pantă ; lucrările de terasamente pentru căi de comunicații ; amenajarea cursului apelor ; asigurarea echilibrului terenurilor în pantă naturală etc.

Zidurile de sprijin sînt, în general, construcții masive a căror greutate proprie și rezistență pasivă mobilizată în fața lor trebuie să asigure echilibrul împingerii active dată de pămîntul ce le încarcă. Se execută din : zidărie de piatră și cărămidă, beton ciclopian, beton simplu, beton armat, pămînt armat și din elemente prefabricate, de beton și beton armat, asamblate între ele și în unele variante umplute cu pămînt — materiale locale —, pentru a le conferi stabilitatea necesară.

Forma zidului în secțiune transversală este dictată de conlucrarea cu terenul, astfel încît să fie asigurată stabilitatea zidului și a masei de pămînt.

Zidurile de sprijin din beton armat pot fi din : beton slab armat, beton armat monolit sau prefabricat și beton precomprimat. Față de zidurile de greutate, deși consumă oțel-beton, prezintă avantajul unui consum redus de ciment și agregate, se pretează la prefabricare, necesită lucrări reduse de cofrare și turnări de betoane pe șantier și pot fi realizate într-un timp mai scurt. În figura 9.52, *a . . . g* se dau cîteva secțiuni transversale pentru ziduri de sprijin masive.

Atunci cînd înălțimea de sprijinit este mare, zidurile de forma celor din figura 9.52 devin neeconomice. Pentru o mai bună conlucrare a zidului cu terenul, se folosesc console sau plăci de descărcare, care au rolul de a reduce volumul presiunilor active (fig. 9.53) și de a asigura o mai mare stabilitate zidului.

Ducînd prin extremitatea consolei, punctul D, o linie ce face cu orizontala unghiul Φ și o a doua linie sub unghiul planului de alunecare η_a, se obțin punctele E și I, respectiv înălțimea pe care se face simțit efectul consolei. Diagrama presiunilor active se va reduce cu volumul *deif*, (fig. 9.53, *a*). Înălțimea h_c, a consolei față de coronament, se alege la cel puțin $h_c = (0,25 \ldots 0,35)\, h$, și cel mult la adîncimea la care punctul I să nu depășească punctul B al zidului. Greutatea prismei de pămînt situată deasupra consolei mărește stabilitatea la răsturnare și alunecare a zidului.

Efecte similare au asupra zidului și plăcile de descărcare (fig. 9.53, *b*). La o adîncime convenabilă h_1 se așază o placă din beton armat, de lungime l, care reazemă cu un capăt pe zid și cu celălalt pe teren, în afara planului de alunecare, pe o lățime b care se va lua de $(l—a)/3$.

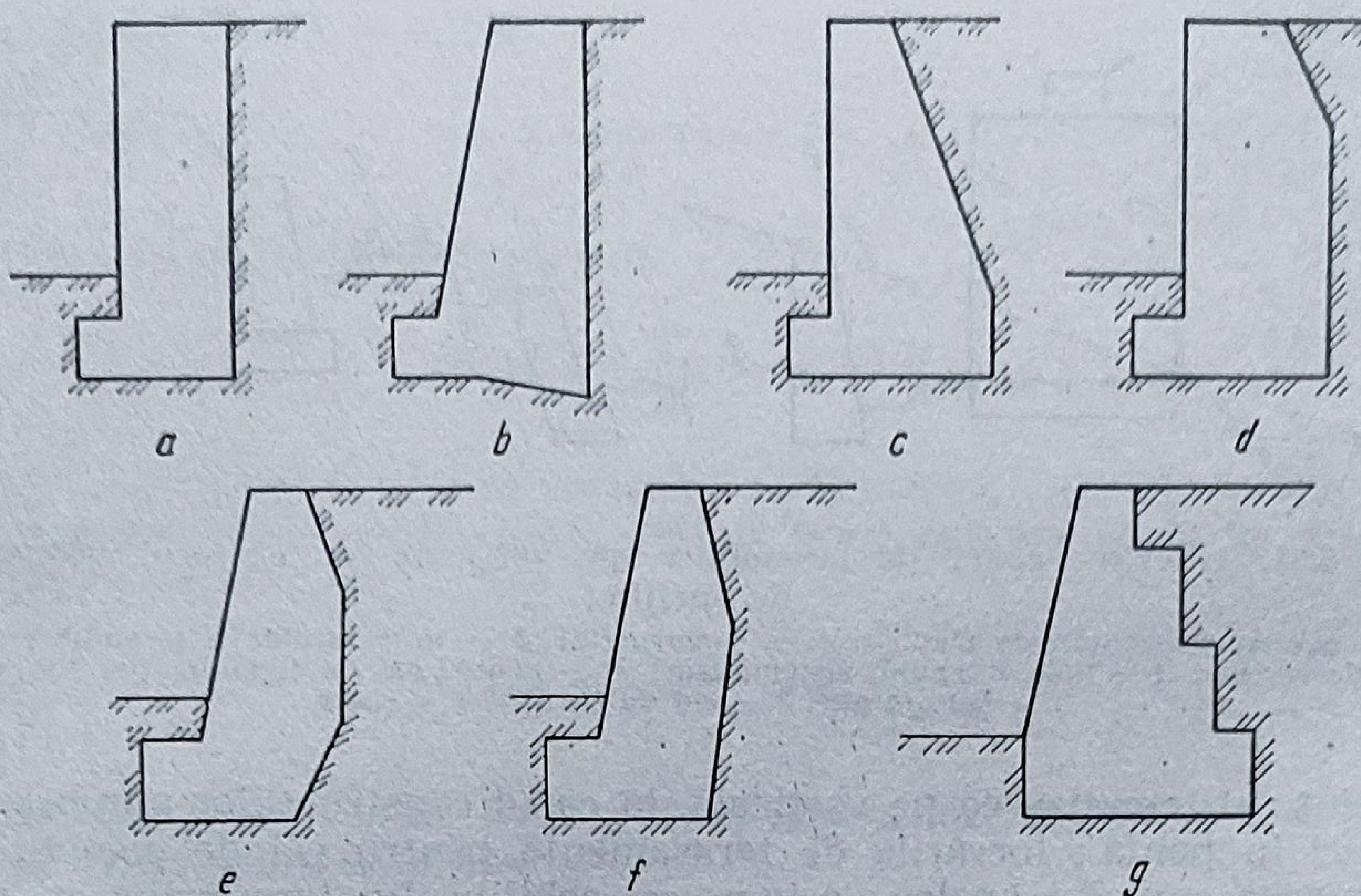


Fig. 9.52. Diferite forme pentru ziduri de sprijin masive.

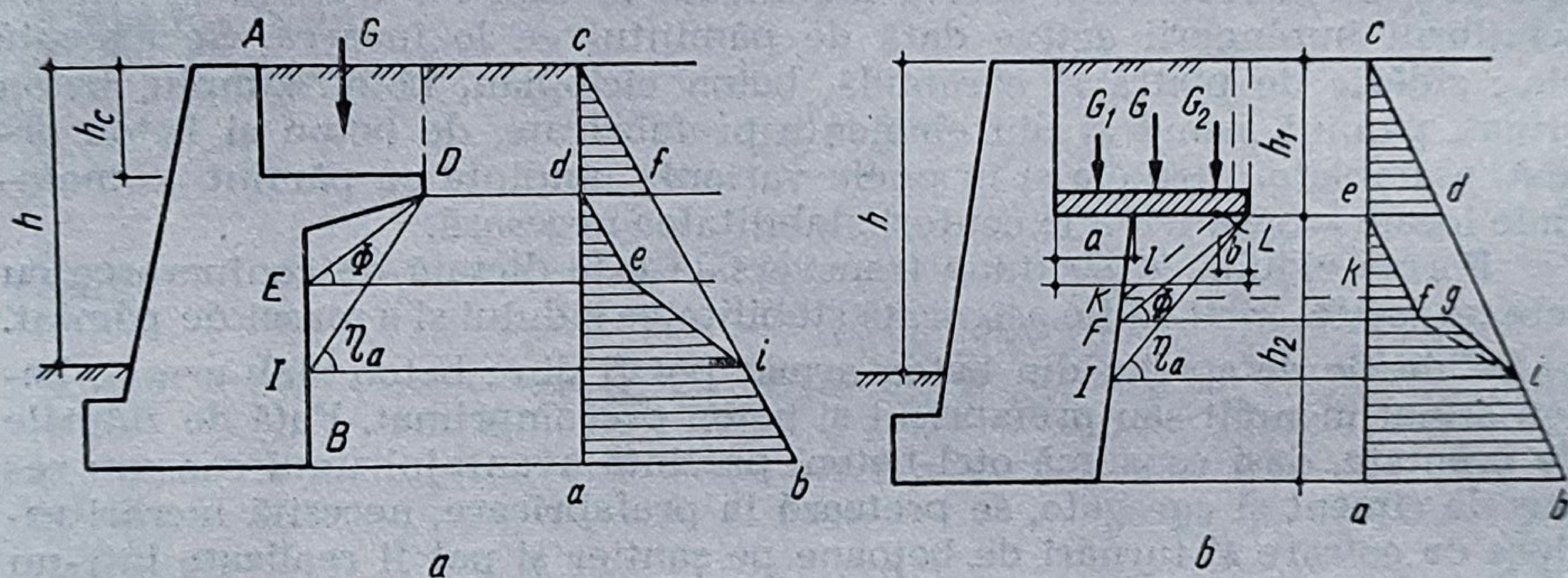


Fig. 9.53. Zid de sprijin :
a — cu consolă; *b* — cu placă de descărcare.

Greutatea prismei de pămînt de deasupra plăcii se descompune în componenta G_1, care acționează asupra zidului, mărindu-i stabilitatea, și în componenta G_2, care influențează diagrama presiunilor active. Efectul de descărcare dat de placă reduce diagrama presiunilor cu volumul *efid*, peste care se suprapune efectul dat de componenta G_2, materializat prin diagrama *fgif*. Dacă sub placa portantă terenul se amenajează în taluz, sub unghiul Φ, linia *KL*, atunci linia *ef* din diagramă se suprapune peste linia *ea*, pînă în *k*.

Zidurile de greutate din pămînt armat cunosc în ultimul timp o largă aplicabilitate, datorită avantajelor pe care le oferă, dînd posibilitatea folosirii pe scară largă a materialelor locale, cît și a elementelor prefabricate din : metal, beton sau materiale plastice, de diferite forme, pentru placarea paramentului.

Zidul este alcătuit dintr-o succesiune de straturi orizontale din materiale locale, granulare sau cu mică coeziune, între care sînt intercalate armăturile, sub formă de benzi, avînd suprafața cît mai rugoasă, pentru

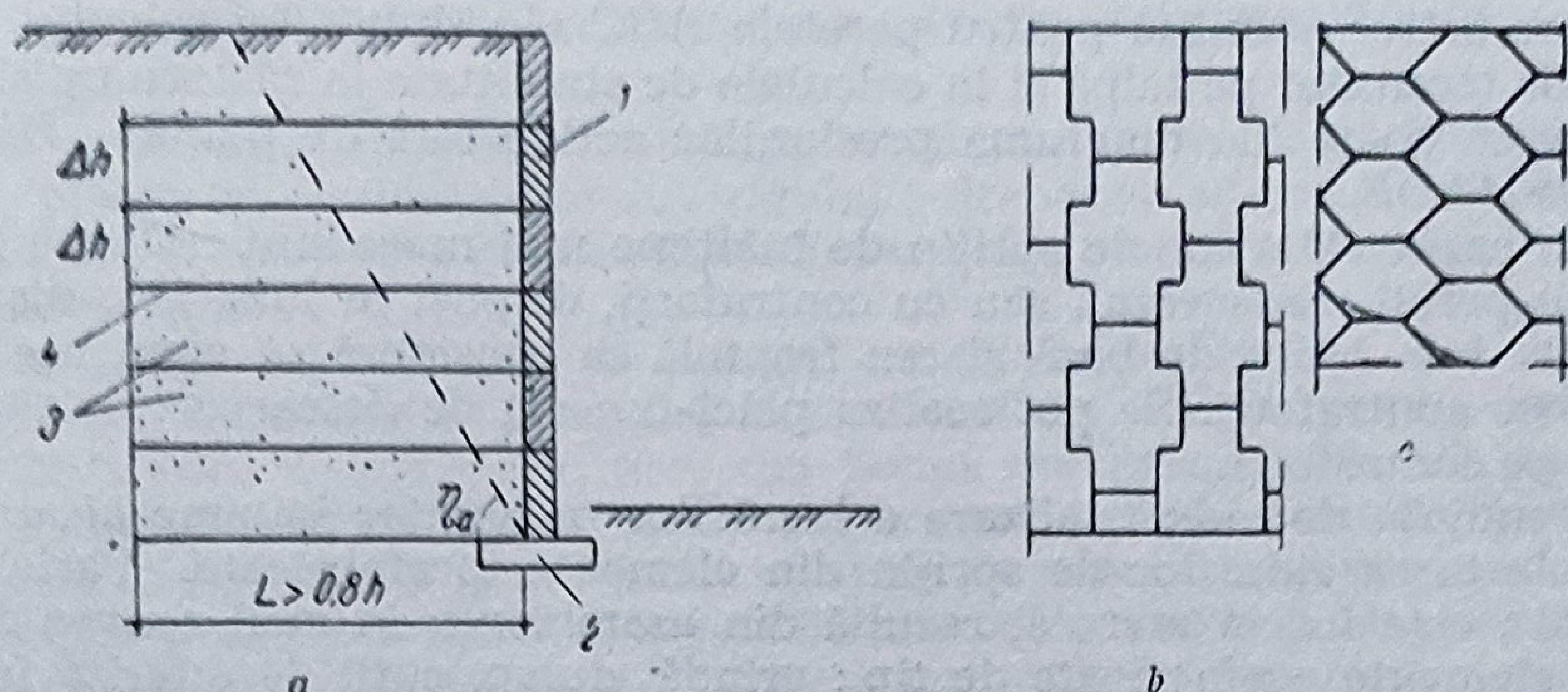


Fig. 9.54. Zid de sprijin din pămînt armat :

a — secțiune verticală; *1* — parament; *2* — fundație; *3* — straturi de pămînt; *4* — armătură; *b* — vedere laterală a paramentului din elemente prefabricate din beton armat; *c* — idem, din metal sau materiale plastice.

a asigura o aderență cît mai bună cu pămîntul. Armăturile, care pot fi din oțel carbon, fibre de sticlă sau fibre textile, sînt tratate corespunzător pentru a rezista la coroziune, lungimea lor trebuie să fie $L \geqslant 0,8\ h$ (h este înălțimea paramentului) pentru a asigura preluarea prin frecare a presiunilor și transmiterea lor terenului în care sînt ancorate, în afara planului de alunecare. În fig. 9.54 se prezintă un zid din pămînt armat, cu paramentul din elemente prefabricate.

Zidurile de sprijin din beton armat au forme diferite în secțiune transversală, dictate de necesitatea reducerii împingerilor active și de sporirea stabilității. Pentru înălțimi relativ mici, de pînă la 3 . . . 4 m, se recomandă zidurile tip cornier, alcătuite din două plăci : talpa și un perete frontal, care poate fi vertical sau ușor înclinat spre teren (fig. 9.55). Se recomandă ca la alcătuirea acestora, grosimea minimă a plăcii h_p să fie de cel puțin 20 cm. Celelalte dimensiuni rezultă din dimensionarea secțiunilor cu solicitări maxime. Peretele frontal se consideră încastrat în placa de bază și încărcat cu diagrama presiunilor active. Partea din față a tălpii de bază se consideră încastrată în secțiunea *1—1* și solicitată de reacțiunea terenului, iar partea din spate, încastrată în secțiunea *2—2* și solicitată, o dată de greutatea prismei de pămînt *ABCDF* și apoi de reacțiunile terenului. Pentru a asigura zidului o mai mare stabilitate la alunecare, placa de bază este prevăzută cu un pinten care va mobiliza în fața lui rezistența pasivă a pămîntului. Secțiunea *3—3* se verifică considerînd diagrama pre-

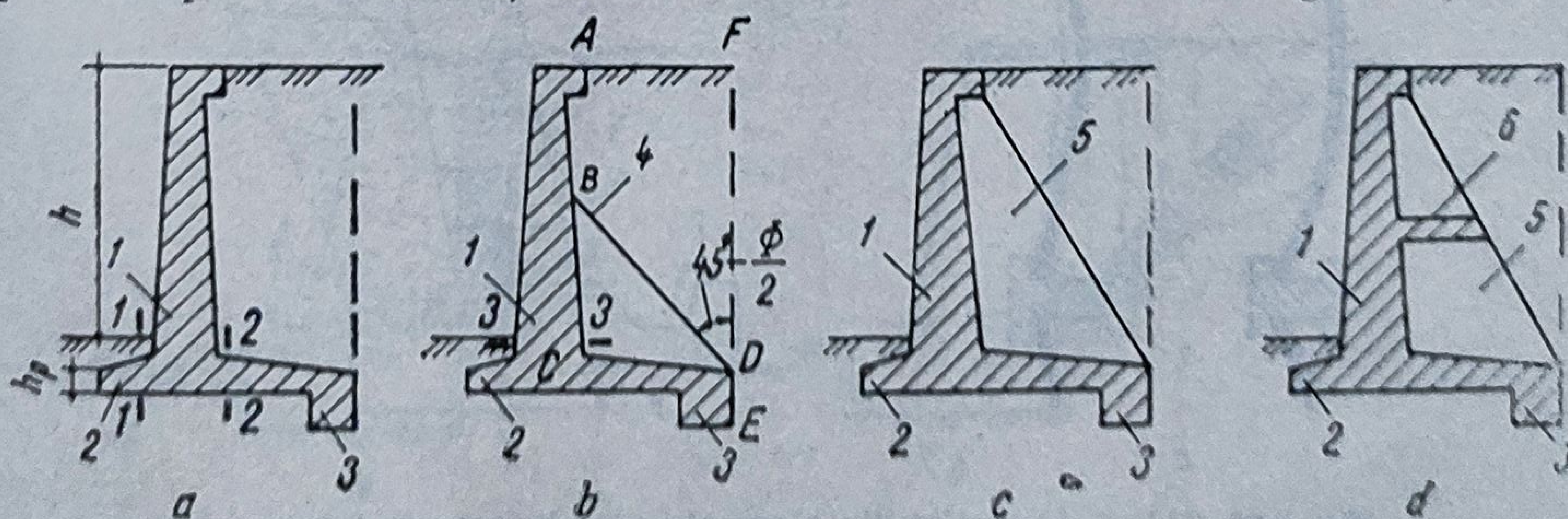


Fig. 9.55. Zid de sprijin din beton armat :

a — tip cornieră; *b* — cu contrafort parțial; *c* — cu contrafort pe toată înălțimea; *d* — cu contrafort și placă de descărcare; *1* — perete vertical; *2* — placă de fundație; *3* — pinten; *4* — contrafort parțial; *5* — contrafort pe toată înălțimea; *6* — placă de descărcare.

siunilor active stabilită pentru peretele ABC al zidului. La calculul reacțiunilor terenului pe talpă și în calculele de stabilitate la răsturnare și alunecare se poate lua diagrama presiunilor active față de planul FDE sau față de $ABDE$.

În cazul zidurilor de sprijin de înălțime mai mare sînt indicate zidurile cu pereți transversali sau cu contraforți, dispuși în lung la o distanță de 2 ... 4 m. Placa de bază și cea frontală se consideră ca elemente continue pe contraforți. Se pot realiza plăci-consolă de descărcare, care reazemă pe contraforți.

Tendința de industrializare a lucrărilor pe șantier impune alcătuirea și proiectarea zidurilor de sprijin din elemente prefabricate. Varietatea acestora este foarte mare și rezultă din asamblarea în mod convenabil a unor elemente prefabricate de tip : grindă, dulap, cutii de diferite forme geometrice (fig. 9.56).

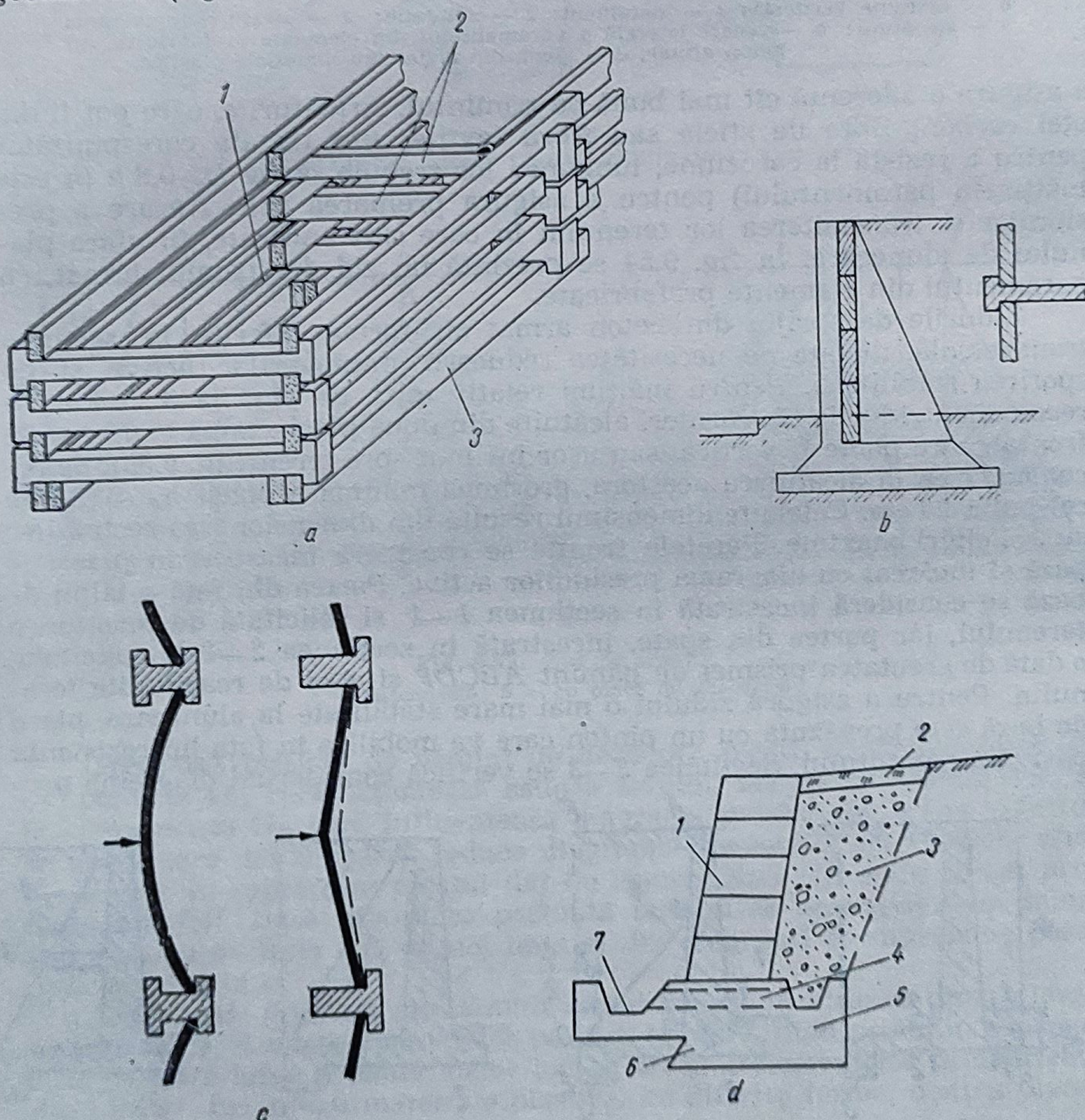


Fig. 9.56. Ziduri de sprijin din elemente prefabricate de beton armat :
a — din rigle; *1* — spațiu ce se umple cu pămînt; *2* — rigle transversale; *3* — rigle longitudinale; *b* — din dulapi; *c* — din stîlpi și plăci de diferite forme; *d* — cutii-chesoane; *1* — elemente prefabricate tip cutie umplute cu pămînt; *2* — argilă bătută; *3* — umplutură drenantă; *4* — barbacană; *5* — fundație monolită; *6* — pinten; *7* — rigolă.

9.5.2. MĂSURI CONSTRUCTIVE LA EXECUTAREA ZIDURILOR

La executarea zidurilor de sprijin se impun luarea unor măsuri privind : protejarea coronamentului zidului ; drenarea apelor de infiltrație din spatele și din fața zidului ; prevederea unor rosturi verticale de dilatație și de tasare.

Coronamentul zidurilor de sprijin constituie partea cea mai expusă acțiunii de degradare a diverșilor factori externi, motiv pentru care se protejează prin acoperire cu dale din beton sau piatră naturală, sau cu placă continuă de beton de calitate superioară turnată monolit. Coronamentului i se asigură o pantă astfel ca apele de suprafață să se scurgă spre exterior. Paramentul văzut al zidurilor din beton poate fi lăsat netratat, sau realizat dintr-un beton de suprafață cu dozaj de ciment mai ridicat, care se prelucrează prin buciardare. La ziduri care sprijină terasamentele unor căi de comunicații importante — autostrăzi, drumuri, căi ferate etc. — se obișnuiește deseori ca paramentul văzut să fie placat cu piatră naturală prelucrată, cu cărămidă, sau cu plăci ceramice. Înclinarea obișnuită a paramentului văzut este cuprins între 10 : 1 și 5 : 1, putînd coborî pînă la 4 : 1. Din motive arhitectonice sau constructive se pot realiza și ziduri cu parament vertical.

Pentru asigurarea scurgerii apelor infiltrate în terenul din spatele zidului se execută drenuri din piatră brută, care pot fi verticale (fig. 9.57, *a*), executate în imediata vecinătate a paramentului zidului. Lățimea drenului este în funcție de înălțimea zidului și de permeabilitatea terenului, variind între 50 și 80 cm. La partea superioară și la baza drenului se prevede cîte un strat de argilă bătută, care are rolul de a opri pătrunderea apelor de suprafață în dren și de a nu permite infiltrarea apei colectate de dren sub fundația zidului. Apa colectată se elimină prin barbacane cu diametrul de 10—15 cm, care sînt prevăzute în zid pe lungimea sa, la 1 . . . 3 m distanță. Apa este dirijată prin barbacane la o rigolă deschisă, care se amenajează în fața zidului. În locul stratului de argilă bătută de la baza drenului poate fi prevăzută o rigolă din beton simplu pe toată lungimea zidului.

În cazul unor infiltrații mai abundente și pentru pămînturi coezive este mai indicată soluția de dren înclinat (fig. 9.57, *b*), evitînd presiunea hidrodinamică asupra zidului, care în cazul drenului vertical se adaugă împingerii active.

Zidurile de sprijin sînt construcții a căror lungime este mare în comparație cu celelalte dimensiuni. Pentru a nu se produce fisurări, din cauza

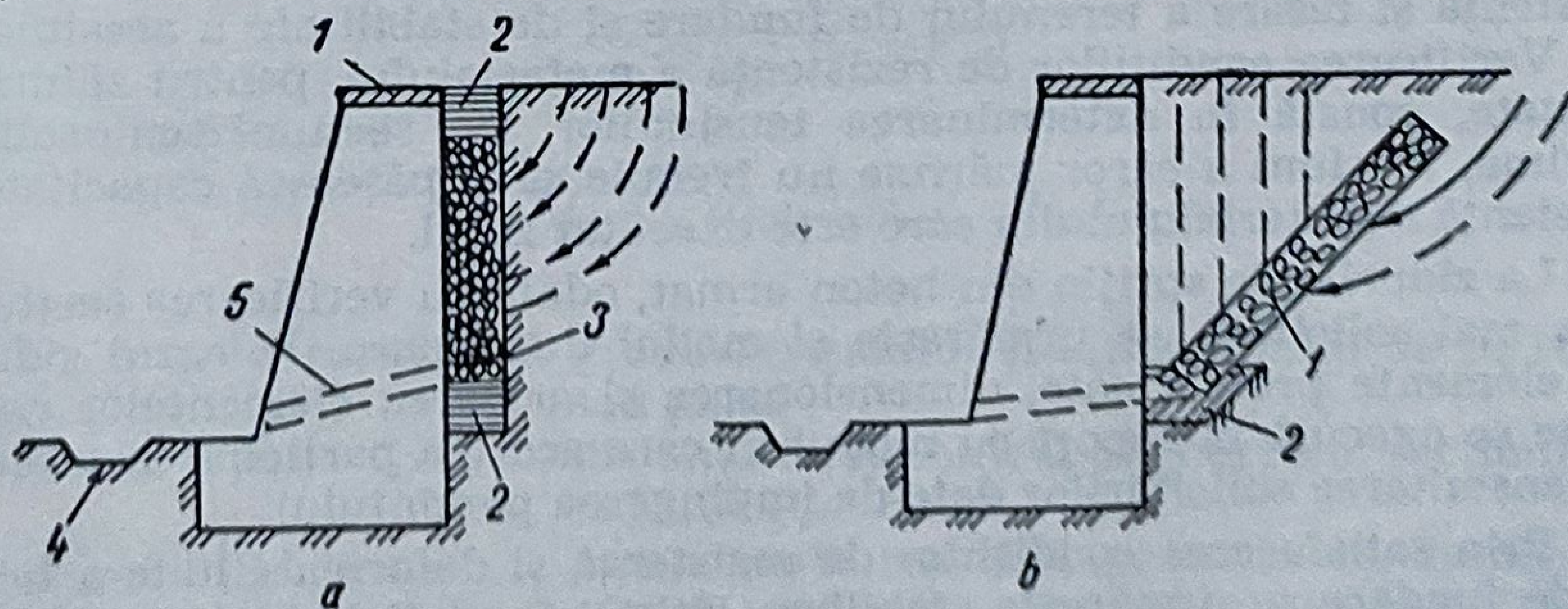


Fig. 9.57. Măsuri de drenare a apelor :

a — dren vertical; *1* — placă din beton; *2* — argilă bătută; *3* — dren vertical; *4* — rigolă; *5* — barbacană; *b* — dren înclinat; *1* — dren; *2* — rigolă deschisă din beton.

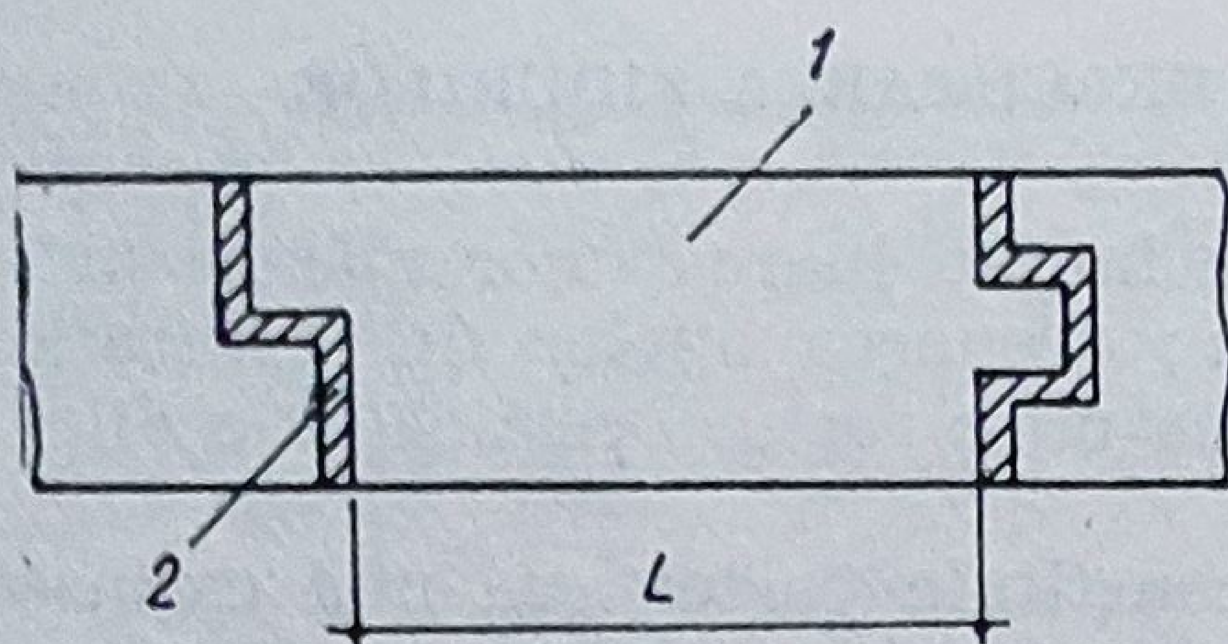


Fig. 9.58. Rosturi de dilatație și de tasare la ziduri de sprijin :
1 — tronson zid de sprijin; *2* — rost cu bitum.

temperaturii sau a unor tasări inegale, este necesar ca la proiectare, respectiv la execuție, să se prevadă rosturi de dilatație și de tasare (fig. 9.58). La zidurile de greutate, care sînt nearmate, distanța dintre rosturi este de circa 6 . . . 10 m. Dacă zidurile sînt orientate spre nord și nu sînt expuse razelor solare în mod direct, această distanță se poate majora pînă la 15 m. În cazul zidurilor din beton armat, distanța dintre rosturi poate fi de 20 . . . 40 m. În spatele unor anumite tipuri de ziduri se execută umpluturi cu scopul de a mări stabilitatea acestora, iar suprafața peretelui în contact cu terenul se urmărește să fie cît mai rugoasă, în vederea sporirii unghiului de frecare δ.

9.5.3. NOȚIUNI DE PROIECTARE ȘI DIMENSIONARE A ZIDURILOR DE SPRIJIN

Proiectarea unui zid începe prin analiza condițiilor concrete de teren, pe baza unui profil geotehnic, din care rezultă : natura respectiv caracteristicile fizice și mecanice ale terenului de sprijinit și ale celui din adîncime, precum și nivelul apelor subterane. Avînd aceste date, proiectarea unui zid de sprijin comportă următoarele etape :

— stabilirea formei zidului și a materialului din care se execută, respectiv alegerea dimensiunilor secțiunii transversale, avînd în vedere înălțimea de sprijinit, cota terenului bun de fundare, precum și lucrări similare executate, urmărindu-se finalizarea unei secțiuni economice ;

— calculul împingerii active și pasive și stabilirea diagramei presiunilor pămîntului și a apei pe înălțimea zidului ales ;

— calculul de dimensionare și verificare a zidului de sprijin.

Prin dimensionare se urmărește : satisfacerea condițiilor de rezistență a materialului din care este executat zidul și satisfacerea condițiilor de rezistență și tasare a terenului de fundare și de stabilitate a acestuia.

Verificarea condițiilor de rezistență a materialului, pentru zidurile de greutate, constă în determinarea tensiunilor în secțiuni cu solicitări maxime, tensiuni a căror mărime nu trebuie să depășească capacitatea de rezistență a materialului din care este executat zidul.

La zidurile de sprijin din beton armat, odată cu verificarea secțiunilor celor mai solicitate, se urmărește și modul de armare. În cazul zidurilor din elemente prefabricate, dimensionarea și armarea elementelor componente se execută în raport cu modul în care acestea participă la preluarea și transmiterea solicitărilor date de împingerea pămîntului.

Prin satisfacerea condițiilor de rezistență și deformabilitate a terenului de fundare se urmărește stabilirea lățimii fundației zidului astfel încît presiunile efective pe teren sub fundația zidului să nu depășească capacitatea portantă a terenului și să nu apară tasări sau rotiri ale zidului care să deranjeze exploatarea în condiții normale a acestuia.

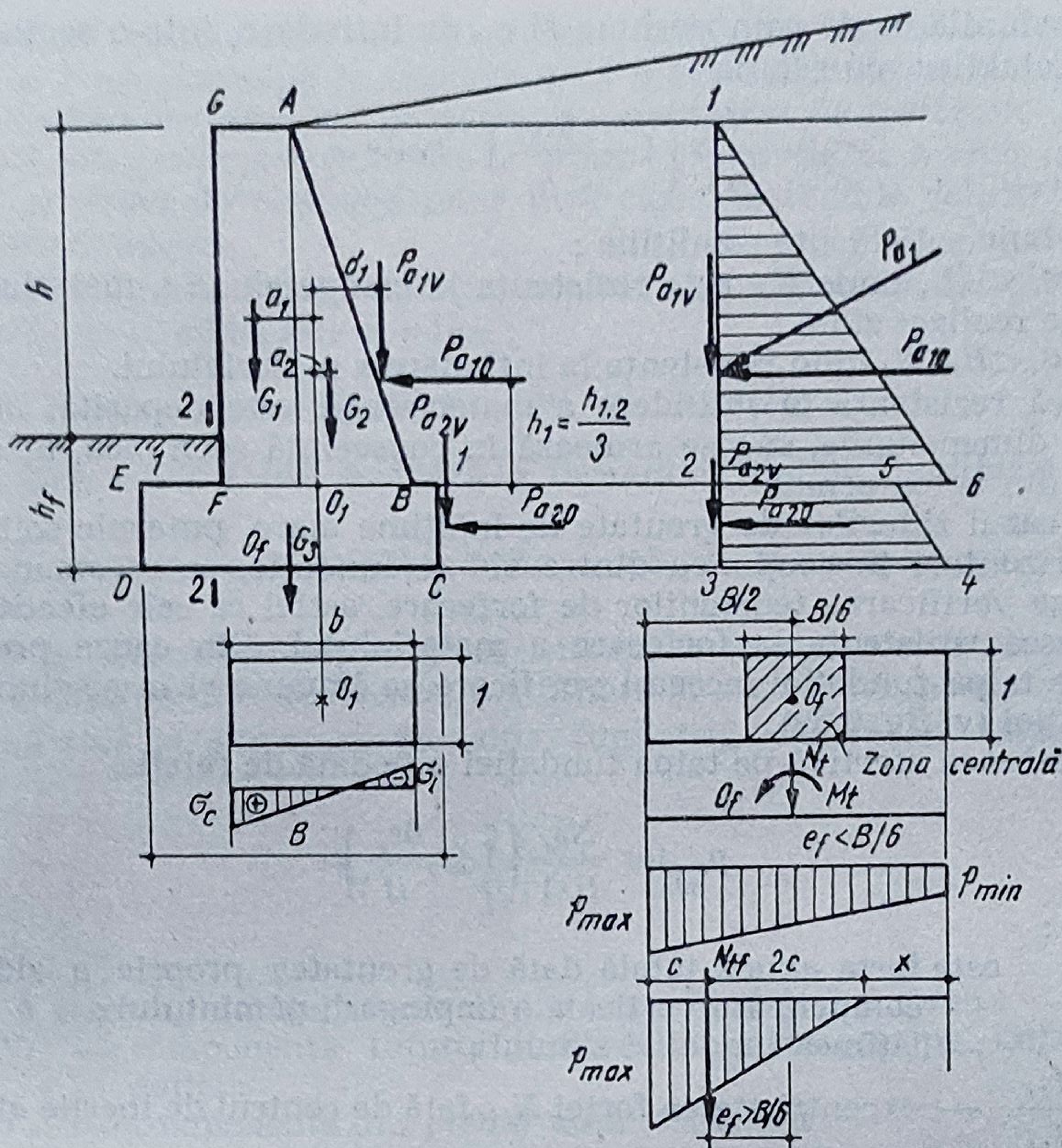


Fig. 9.59. Elemente de proiectare a zidurilor de sprijin.

Pentru calcule se consideră, din lungimea zidului, un tronson unitar, stabilindu-se toate forțele care acționează asupra lui. Zidul se împarte în suprafețe convenabile, pentru a putea stabili ușor greutatea și centrele de greutate, iar împingerea pămîntului se descompune, luînd în considerare unghiurile α și δ. Întregul sistem de forțe (fig. 9.59) se reduce, în raport cu centrul O de inerție al secțiunii, la o forță normală

$$N_i = \sum (G_i + P_{iv})$$

și un moment

$$M_i = \sum (G_i a_i + P_{iv} d_i + P_{i0} h_i),$$

în care

G_i reprezintă greutatea zidului și a pămîntului de pe consolă sau placă ;

a_i, d_i, și h_i — distanța de la centrul de inerție al secțiunii pînă la forța P_{iv}, P_{i0} și G_i ;

P_{iv} și P_{i0} — componenta normală pe secțiune, respectiv în planul secțiunii, a împingerii pămîntului.

Pentru verificarea tensiunilor într-o secțiune oarecare se consideră greutatea proprie și diagrama presiunilor pămîntului ce acționează zidul, deasupra secțiunii considerate.

Tensiunile σ_c de compresiune și σ_t de întindere, într-o secțiune oarecare, se stabilesc cu relația

$$\sigma_{ct} = \frac{N_{t1}}{b \cdot 1}\left(1 \pm \frac{6e_1}{b}\right), \text{ unde } e_1 = \frac{M_{t1}}{N_{t1}}. \tag{9.69}$$

Trebuie satisfăcute condițiile :

— $\sigma_c < R_c$, unde R_c este rezistența la compresiune a materialului din care este realizat zidul ;

— $\sigma_t < R_t$, R_t fiind rezistența la întindere a materialului.

Dacă rezistența la întindere a materialului este depășită, atunci, se sporesc dimensiunile, sau se armează în consecință secțiunea, în cazul zidurilor din beton armat.

În cazul zidurilor de greutate de înălțime mare, puternic solicitate la forțe orizontale în secțiunea dintre zid și fundație, se recomandă să se efectueze verificarea tensiunilor de forfecare, astfel ca cele efective să nu depășească rezistența la forfecare a materialului. Din cauza presiunilor mari pe talpa fundației, aceeași verificare se impune și în secțiunea 2—2 a fundației (v. fig. 9.59).

Presiunea efectivă pe talpa fundației este dată de relația

$$p_{\substack{max\\min}} = \frac{N_{tf}}{B \cdot 1}\left(1 \pm \frac{6e_f}{B}\right), \tag{9.70}$$

în care :

N_{tf} este forța axială totală dată de greutatea proprie a zidului și componenta verticală a împingerii pămîntului ;

B — lățimea fundației zidului ;

$e_f = \frac{M_{tf}}{N_{tf}}$ — excentricitatea forței N_{ft}, față de centrul de inerție al suprafeței de contact $B \cdot 1$;

M_{tf} — momentul tuturor forțelor care solicită zidul, față de centrul de inerție al fundației O_f.

Cînd se poate conta și pe rezistența pasivă din fața zidului, ce se mobilizează pe înălțimea h_f, se ia în considerare și efectul acesteia în calculul lui M_{tf}. În majoritatea cazurilor această componentă nu este luată în considerare, fapt ce conduce la o proiectare acoperitoare.

Funcție de excentricitatea e_f, pot să apară trei cazuri de repartizare a presiunilor pe suprafața de contact dintre fundație și teren :

— Dacă $e_f < B/6$, rezultanta N_{tf} cade în limitele sîmburelui central, diagrama de presiuni va fi trapezoidală și întreaga suprafață a fundației participă la transmiterea presiunilor către teren. Se recomandă, ca prin proiectare, să se stabilească în așa fel forma zidului, încît întreaga suprafață de contact a fundației să fie activă.

— Dacă $e_f = B/6$, rezultanta N_{tf} va acționa chiar pe limita zonei centrale, diagrama de repartizare a presiunilor va fi triunghiulară, cu $p_{min} = 0$. Suprafața fundației este activă, dar pot să apară rotiri ale acesteia, mai ales la fundații de lățime mare, pe terenuri compresibile, care pot înregistra tasări mari sub acțiunea presiunilor maxime p_{max}.

— Cînd $e_f > B/6$, rezultanta N_{tf} va acționa în afara zonei centrale, diagrama presiunilor efective va fi tot triunghiulară, de lățime $3C = B - x$, avînd ordonata maximă mai mare ca în cazul precedent :

$$p_{max} = \frac{2N_{tf}}{3C}, \quad C = \frac{B}{2} - e_f. \tag{9.71}$$

În această situaţie este activă numai o parte din suprafaţa fundaţiei, suprafaţa $x \cdot 1$ nu participă la transmiterea încărcărilor de la zid către terenul de fundare, constituind un consum nejustificat de materiale. În proiectare se evită acest caz, putîndu-se admite restrictiv şi numai în cazul cînd este generată de acţiunea unor încărcări accidentale sau extraordinare, de scurtă durată.

Pentru ca dimensiunile alese pentru zid şi fundaţie să fie bune, trebuie satisfăcute următoarele condiţii :

$$p_{max} \leqslant \alpha p_{tr}; \quad p_{min} > 0 \quad \text{şi} \quad p_{med} \leqslant p_{tr}, \tag{9.72}$$

unde p_{tr} este capacitatea portantă a terenului, stabilită conform STAS 8316-77.

Pentru ca rotirea fundaţiei să fie mică se recomandă ca raportul $p_{max}/p_{min} \leqslant (3 \ldots 5)$.

Fiind satisfăcute condiţiile de rezistenţă, se trece la verificarea condiţiilor de stabilitate la : alunecare, răsturnare şi stabilitate generală.

Stabilitatea la alunecare pe talpa fundaţiei, constă în satisfacerea condiţiei

$$\eta_a = \frac{\operatorname{tg} \delta \sum N_i}{\sum T_i} \geqslant 1{,}5, \tag{9.73}$$

în care :

- δ este unghiul de frecare dintre talpa fundaţiei şi teren ;
- N_i — componenta tuturor încărcărilor, normală pe talpa fundaţiei ;
- T_i — componenta din planul tălpii fundaţiei ;
- η_a — coeficientul de siguranţă la alunecare (1,3 . . . 1,5).

Dacă condiţia nu este îndeplinită, se urmăreşte sporirea forţelor normale pe fundaţie şi reducerea celor tangenţiale. Aceasta se poate realiza înclinînd talpa fundaţiei (fig. 9.60, *a*) sau executînd un pinten care să mobilizeze rezistenţa pasivă a terenului (fig. 9.60, *b*).

Sub acţiunea împingerilor există tendinţa de răsturnare a zidului, în jurul unui punct (v. fig. 9.59). Stabilitatea la răsturnare este asigurată dacă

$$\eta_r = \frac{\sum M_s}{\sum M_r} \geqslant 1{,}5, \tag{9.74}$$

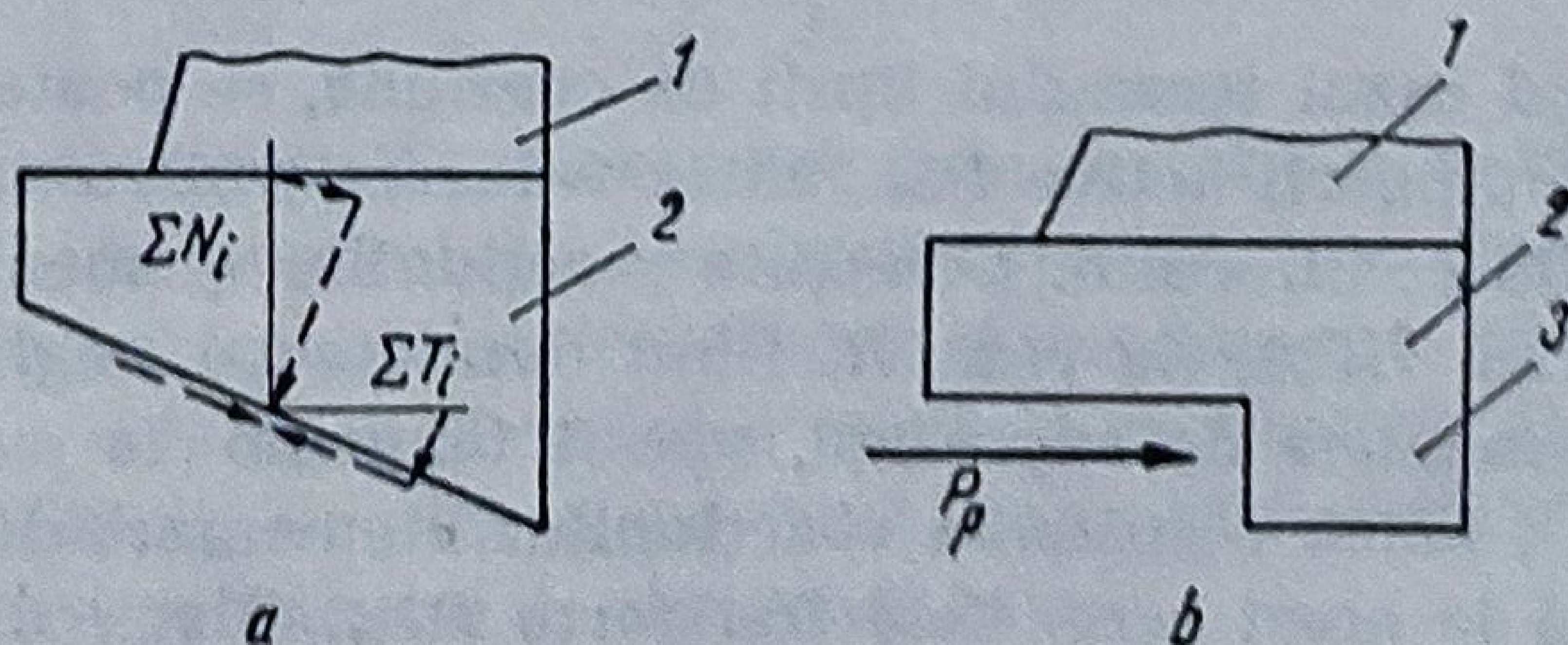


Fig. 9.60. Măsuri pentru sporirea siguranţei la alunecare :
a — înclinarea tălpii fundaţiei; *b* — fundaţie cu pinten; *1* — elevaţie zid; *2* — fundaţie; *3* — pinten.

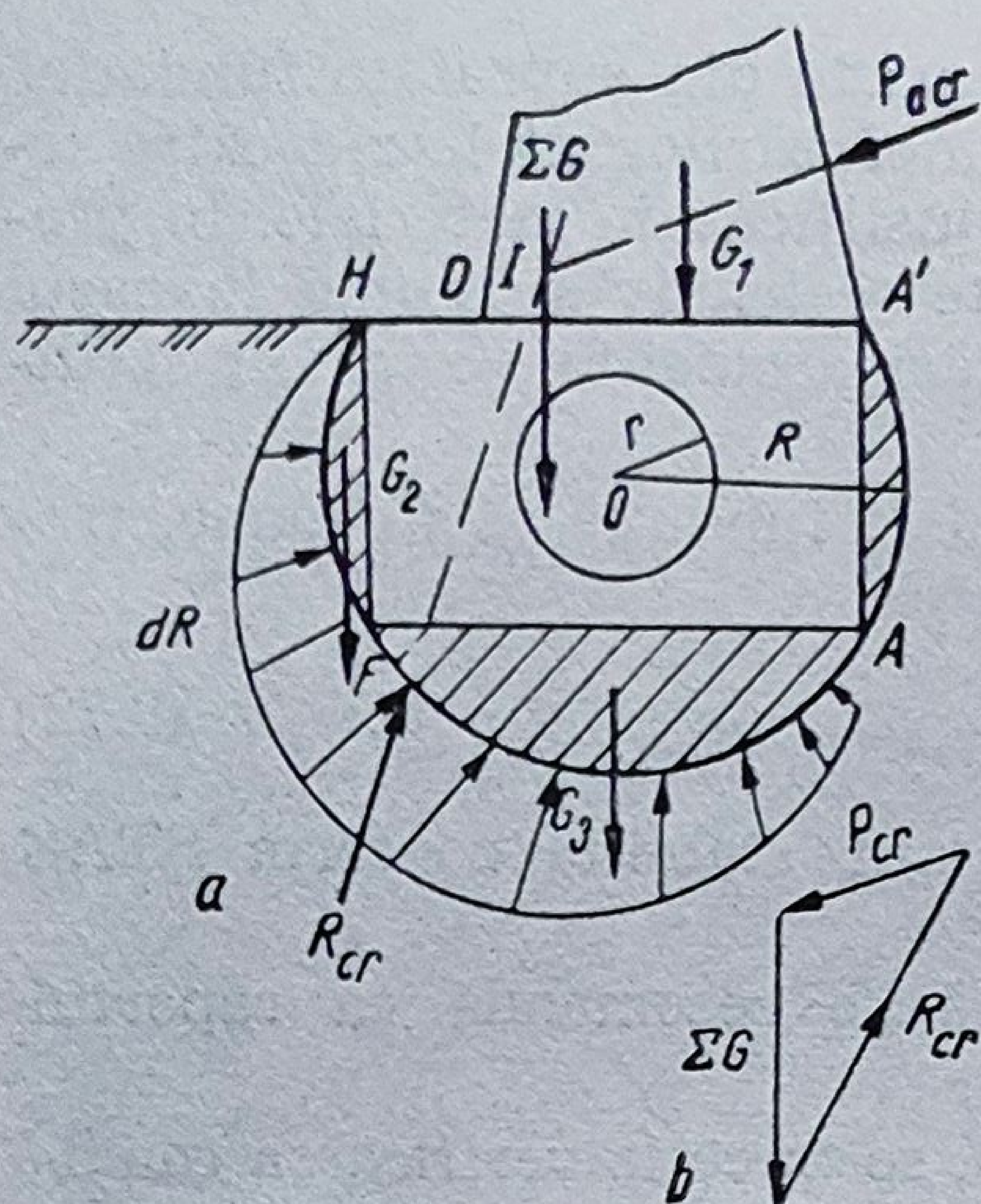


Fig. 9.61. Stabilitatea generală, considerînd suprafețe cilindrice de alunecare în jurul fundației. Cazul pămînturilor fără coeziune : *a* — construcția grafică ; *b* — poligonul forțelor.

în care :

$\sum M_s$ este momentul de stabilitate, dat de forțele care se opun răsturnării zidului ;

$\sum M_r$ — momentul de răsturnare, dat de forțele care rotesc zidul în jurul aceluiași punct (*D*) ;

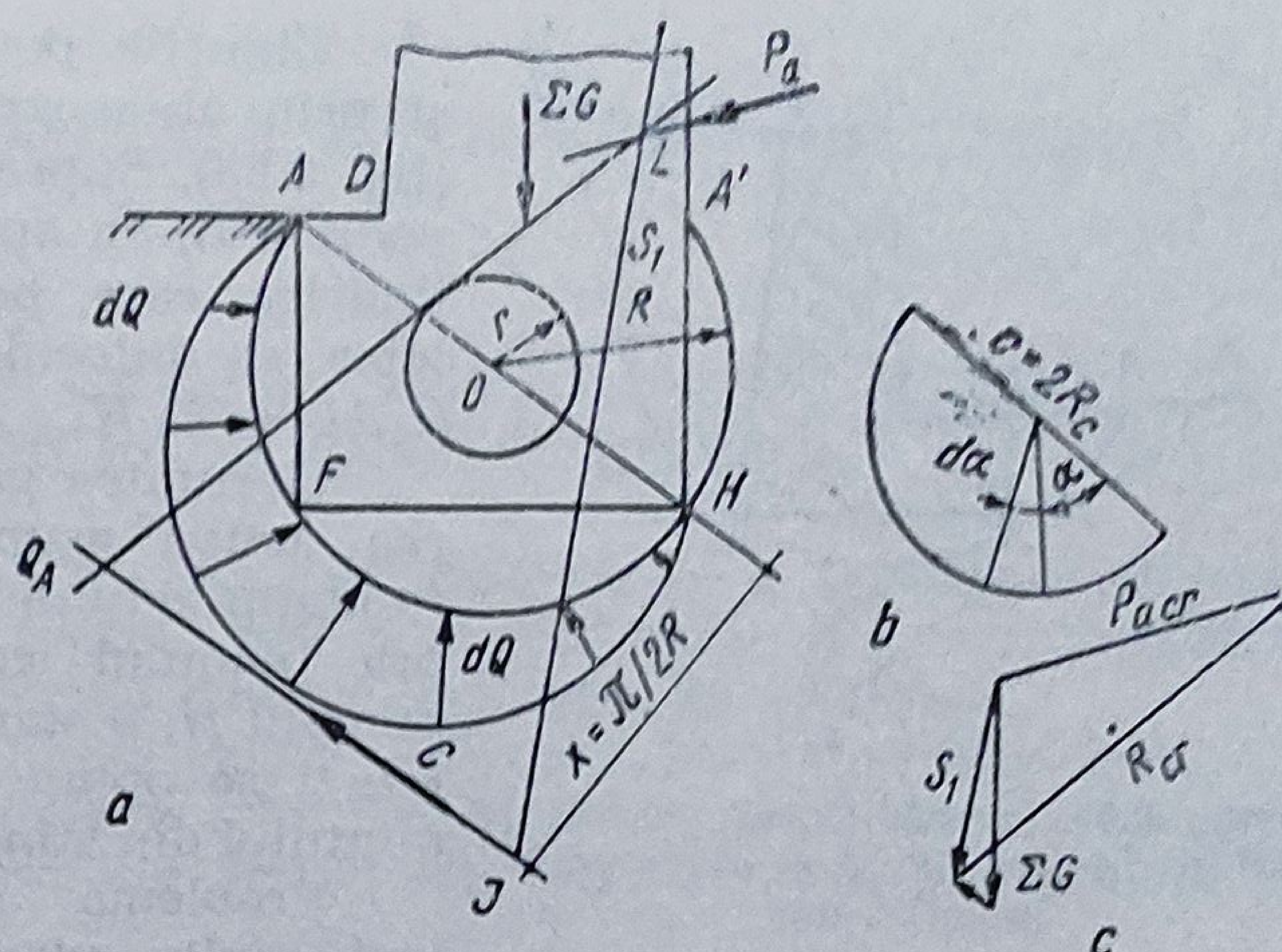
η_r — coeficientul de siguranță la răsturnare.

Practica a arătat că în anumite situații, deși zidurile de sprijin satisfac condițiile de stabilitate la alunecare și răsturnare, arătate mai sus, pot să-și piardă stabilitatea, după suprafețe de alunecare, care cuprind o anumită zonă din terenul de fundare și cel din fața zidului. De aceea, pentru lucrările mai pretențioase se impune efectuarea stabilității generale a zidului, considerînd suprafețe cilindrice, în imediata vecinătate a fundației, sau cu luarea în considerare și a terenului înconjurător.

Considerînd suprafețe cilindrice de alunecare, în jurul fundației, zidul își poate pierde echilibrul prin rotirea în jurul punctului *O*. Centrul arcului de cerc *HFAA'* (fig. 9.61, *a*) se poate forma în jurul fundației, datorită momentului de răsturnare. Prin rotirea zidului nu se va mobiliza rezistența pasivă a pămîntului, înregistrîndu-se însă deplasarea sectoarelor de pămînt dintre fundație și suprafața de alunecare. Asupra acestor sectoare, pe lîngă greutatea lor proprie și a zidului de sprijin, vor acționa reacțiunile elementare d*R*, despre care se știe numai că în punctul *H* au valoarea zero, iar la limita echilibrului, sînt decalate cu unghiul Φ față de normala la elementul de suprafață ; rezultanta lor împreună cu împingerea P_a și cu suma forțelor de greutate trebuie să fie un sistem de forțe în echilibru. La verificarea echilibrului se neglijează reacțiunile elementare pe suprafața *AA'* și greutatea proprie a acestui segment, întrucît acestea sînt înglobate în împingerea P_a, care este stabilită pe întreaga suprafață de sprijin, deci și pe *AA'*.

Considerînd cazul terenului lipsit de coeziune, se poate stabili valoarea critică a împingerii active P_{acr}, adică valoarea pentru care sistemul se găsește la limita echilibrului. Direcțiile reacțiunilor elementare de pe suprafața cilindrică *HFA*, de rază *R*, fiind decalate cu unghiul Φ față de normala la elementele de suprafață, vor fi tangente la cercul cu raza $r = R \sin \Phi\ R_{cr}$, adică rezultanta reacțiunilor elementare d*R*, este aproximativ tangentă la acest cerc. Cele trei forțe $P_{a\,cr}$, *G* și R_{cr} fiind în echilibru, trebuie să fie concurente ; deci P_{cr} trebuie să treacă prin punctul *J*, care se găsește la intersecția lui $P_{a\,cr}$ cu *G*, și trebuie să fie, cu aproximație, tangent la cercul cu raza $R \sin \Phi$; R_{cr} poate fi trasat ca direcție.

Fig. 9.62. Stabilitatea generală, considerînd suprafețe cilindrice de alunecare în jurul fundației. Cazul pămîntului cu coeziune: a — construcția grafică; b — schema de calcul a rezultantei din forțele de coeziune; c — poligonul forțelor.



Din triunghiul forțelor (fig. 9.61, b), rezultă mărimea împingerii critice $P_{a\,cr}$. Raportul dintre această valoare și P_a, reprezentînd coeficientul de siguranță η trebuie să satisfacă condiția

$$\eta = \frac{P_{a\,cr}}{P_a} \geqslant 1{,}5. \tag{9.75}$$

În cazul pămînturilor coezive (fig. 9.62, a), pe lîngă forțele P_a, G și R, apare și forța de coeziune (fig. 9.62, b), care acționează pe suprafața AFH, a cărei rezultantă este

$$C = \int_0^x cR \sin \alpha d\alpha = \Big[-cR \cos \alpha\Big]_0^x = 2Rc. \tag{9.76}$$

Linia de suport a forței C se găsește scriind momentul forțelor elementare de coeziune în raport cu punctul O, care trebuie să fie egal cu momentul rezultantei:

$$M_0 = \int_0^x cR\, \mathrm{d}s = \int_0^x cR^2\, \mathrm{d}\alpha = c\pi R^2 = 2Rcx), \tag{9.77}$$

unde

$$x = \frac{\pi}{2} R. \tag{9.78}$$

ΣG și C dau rezultanta S_1, care trece prin punctul J și intersectează direcția forței P_a în punctul L. Rezultanta reacțiunilor elementare R_{cr}, la limita echilibrului, trebuie să treacă prin acest punct și să fie tangentă la cercul cu raza $r = R \sin \Phi$. Trasînd o paralelă cu direcția R_{cr}, în poligonul forțelor (fig. 9.62, c), se obține mărimea împingerii critice $P_{a\,cr}$. Ca și în cazul precedent, coeficientul de siguranță este

$$\eta = \frac{P_{a\,cr}}{P_a} \geqslant 1{,}5. \tag{9.79}$$

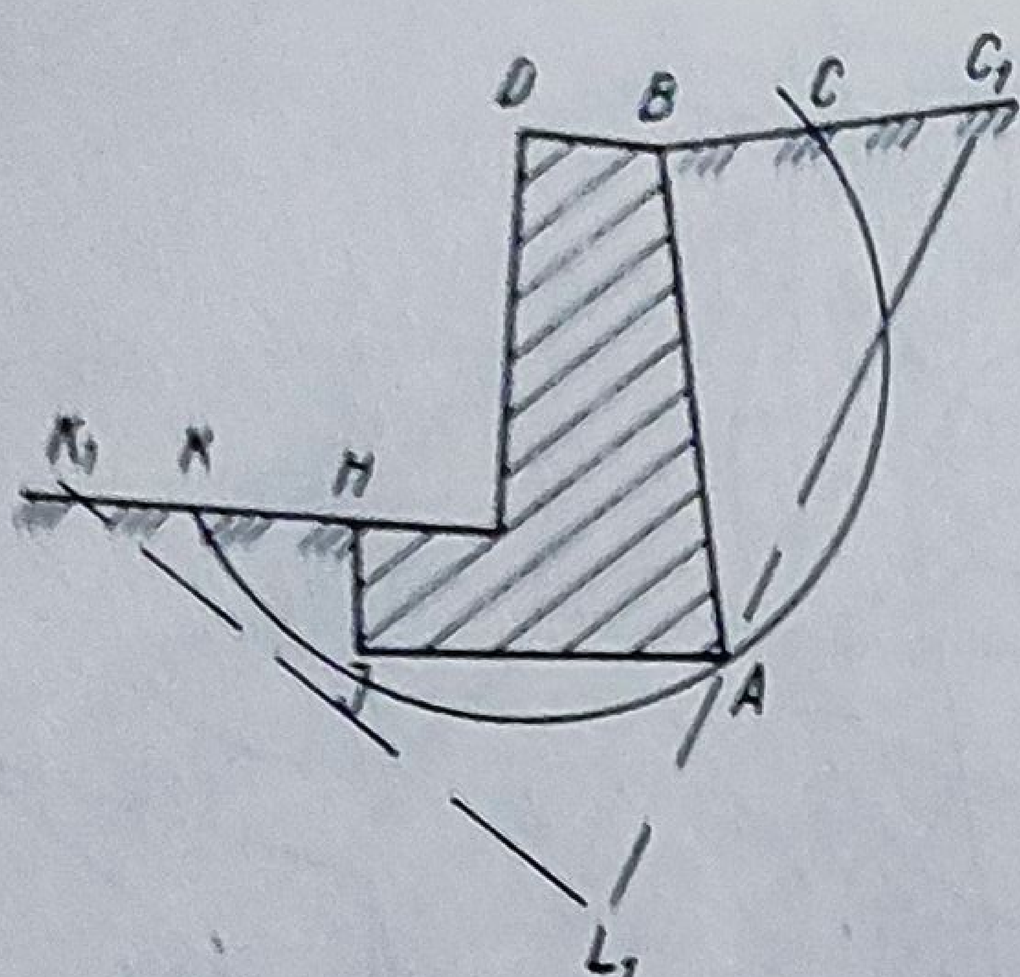


Fig. 9.63. Stabilitatea zidului luînd în considerare și terenul înconjurător.

Zidurile pot să-și piardă stabilitatea și prin alunecarea terenului înconjurător (fig. 9.63). Suprafața de alunecare s-a dovedit a fi, cu aproximație, o suprafață cilindrică, care, pentru simplificarea calculelor se înlocuiește cu suprafețele plane C_1AL_1 și L_1K_1.

Greutatea proprie a zidului, împingerea activă asupra lui și terenul de sub fundația zidului (fig. 9.64, *a*) exercită asupra planului vertical care trece prin punctul *H*, o stare activă de solicitare, căreia i se opune rezistența pasivă a pămîntului din stînga planului.

Problema se rezolvă considerînd mai multe plane de alunecare ce trec prin punctul *A* al zidului. Se stabilește pentru fiecare plan de alunecare valorile P_{a1}, P_{a2} ... cu ajutorul triunghiului forțelor (fig. 9.64, *b*), considerînd echilibrul dintre forțele G_i, P_{ai} reacțiunea pe suprafața HL_i și R_i reacțiunea pe suprafața L_iC_i. Direcțiile acestor două forțe sînt date de condiția de echilibru limită, cînd reacțiunea face cu normala la suprafața de alunecare un unghi Φ.

Se obține curba împingerilor active P_a și curba rezistențelor pasive P_p, de unde se ia valoarea maximă a împingerii active pe planul *H*, $P_{a\,max}$, respectiv valoarea minimă a rezistenței pasive, pe care o poate opune terenul din fața planului, $P_{p\,min}$, situație care corespunde suprafețelor de alunecare *KL* și *LAC*, punctul *L* fiind situat la adîncimea *h* (fig. 9.64, *b*).

Stabilitatea generală este asigurată dacă

$$\eta = \frac{P_{p\,min}}{P_{a\,max}} \geq 1{,}5. \qquad (9.80)$$

Pentru obiective mai importante se pot admite suprafețe curbe de cedare.

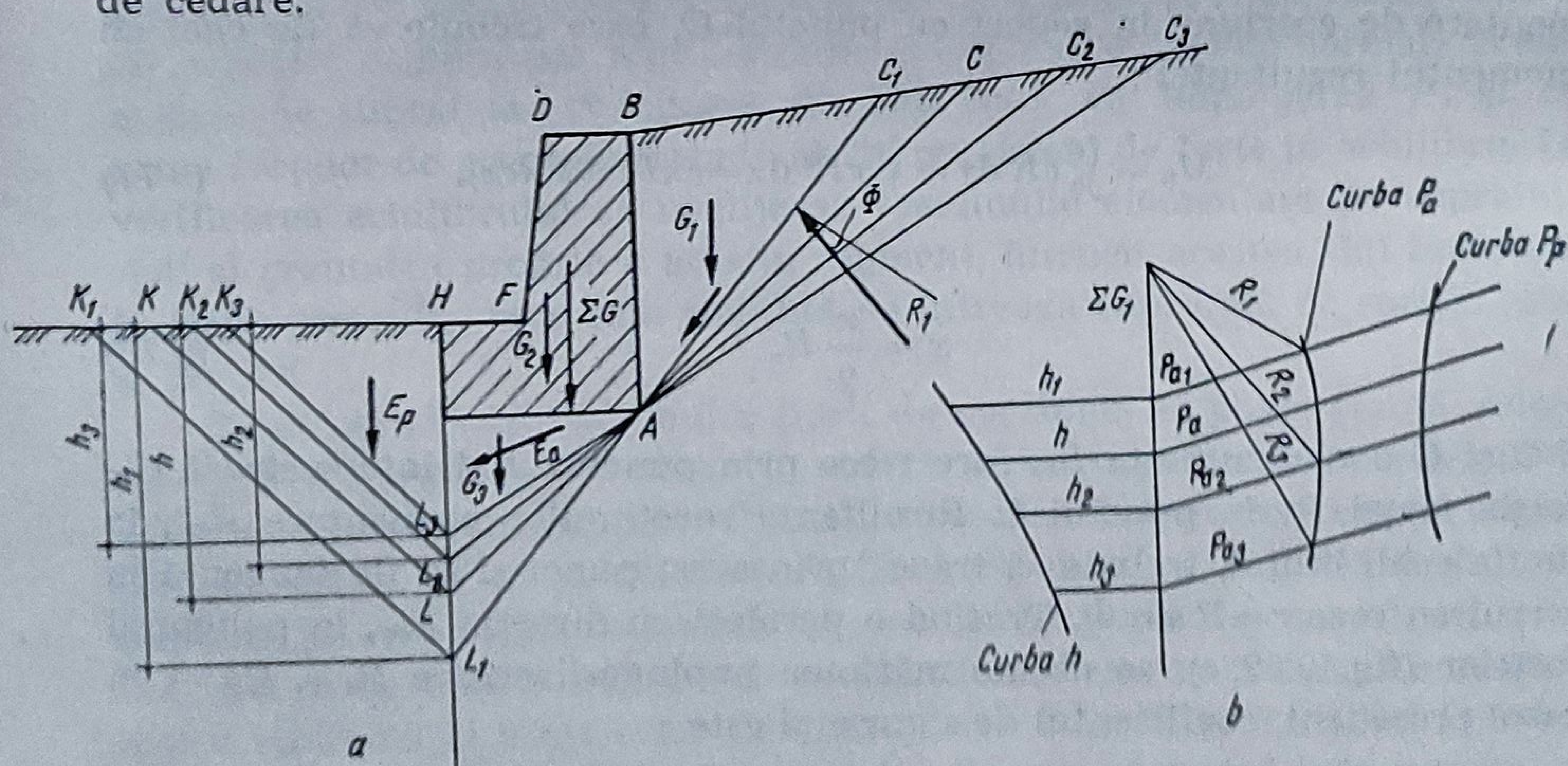


Fig. 9.64. Schema de calcul pentru verificarea stabilității generale admițînd suprafețe plane de alunecare:

a — poziția planelor posibile de cedare; *b* — poligonul forțelor.

CAPITOLUL 10

CAPACITATEA PORTANTĂ A TERENULUI DE FUNDARE

10.1. FENOMENE CE APAR ÎN PĂMÎNT CU OCAZIA RUPERII SALE PRIN ÎNCĂRCARE

Prin capacitate portantă a terenului de fundare se înțelege încărcarea pe care o poate suporta acesta, fără ca deformațiile sale să compromită buna exploatare a construcției pentru care servește ca suport.

La depășirea unei anumite valori a presiunii transmise terenului prin talpa fundației are loc ruperea acestuia. Această rupere are un caracter catastrofal și poate compromite parțial sau total construcția rezemată pe terenul respectiv.

În scopul explicării fenomenului de rupere a terenului de fundare s-au analizat rezultatele obținute prin încărcarea pînă la rupere a numeroase modele și fundații experimentale. Curba dintre presiuni și deformații obținută în urma încercării prezintă mai multe zone caracteristice, strîns legate de fazele specifice ale proceselor fizice care se dezvoltă în teren prin încărcarea progresivă a acestuia.

Astfel, cînd încărcarea crește încet, rezultatul este o îndesare a terenului de sub talpă, iar în diagrama de presiune-tasare se obține o variație liniară (fig. 10.1). În această fază a deformațiilor, granulele de pămînt se mișcă de sus în jos pe direcția verticală, avînd mici devieri laterale în raport cu axa verticală a fundației. Zona pe care are loc acest fenomen se extinde pe o adîncime care depășește lățimea fundației (fig. 10.2).

Existența unei dependențe aproximativ liniare între presiune și tasare, precum și a păstrării continuității mediului a permis să se folosească în acest caz pentru calculul distribuției tensiunilor și a tasării terenului, teoria mediului liniar deformabil.

Creșterea în continuare a încărcării are drept urmare o accelerare a creșterii tasărilor, astfel încît dependența presiune-tasare capătă un caracter curbiliniu. În pămînt, în această fază, în afara fenomenelor de îndesare încep să se dezvolte alunecări. Ele apar inițial în puncte izolate, în jurul cărora procesele de alunecare se extind treptat odată cu creșterea încărcării. Totodată, suprafețele de alunecare capătă orientări preferențiale, care duc la formarea zonelor continue de alunecare. Această fază a

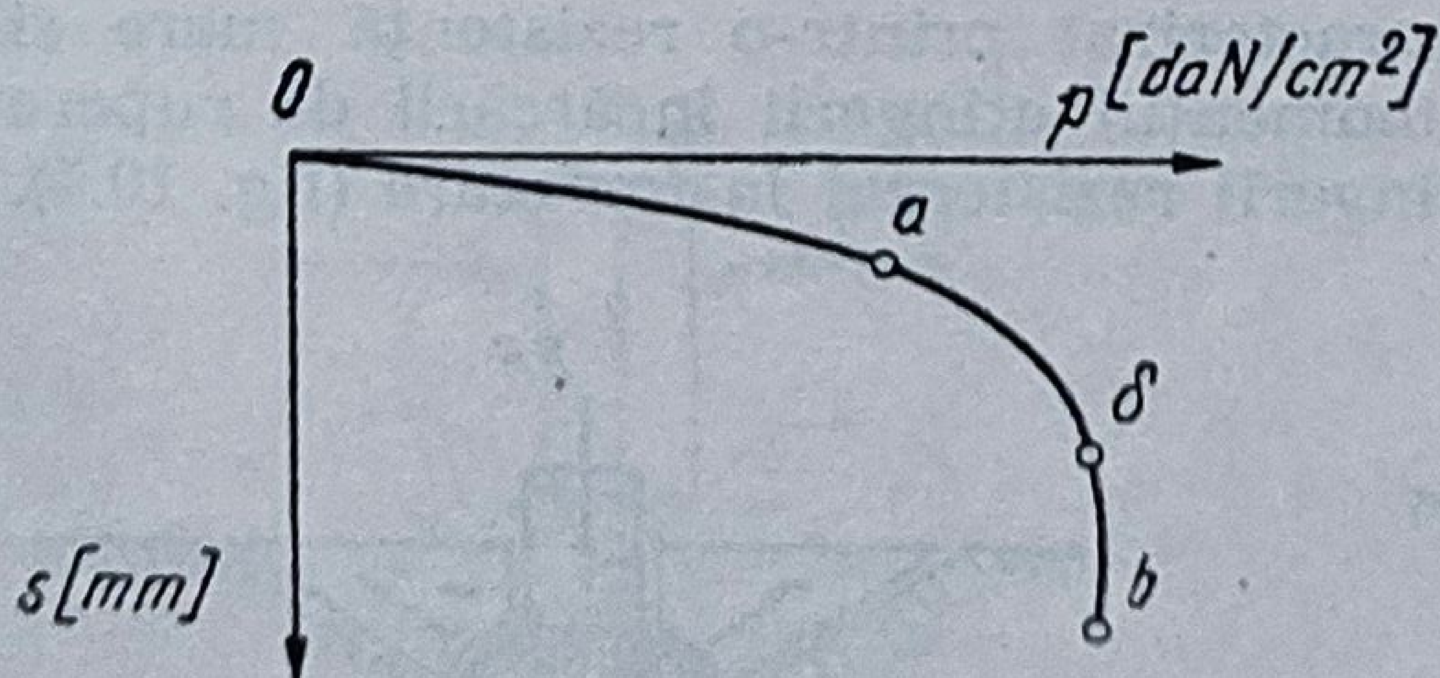


Fig. 10.1. Fazele de încărcare-deformație pentru terenul de fundare.

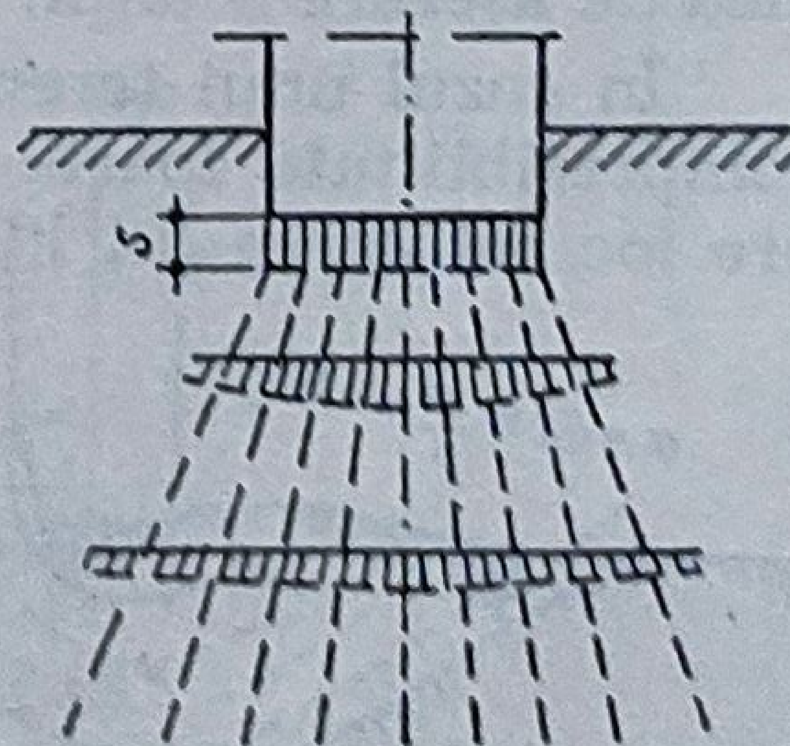


Fig. 10.2. Distribuția tensiunilor în faza îndesării.

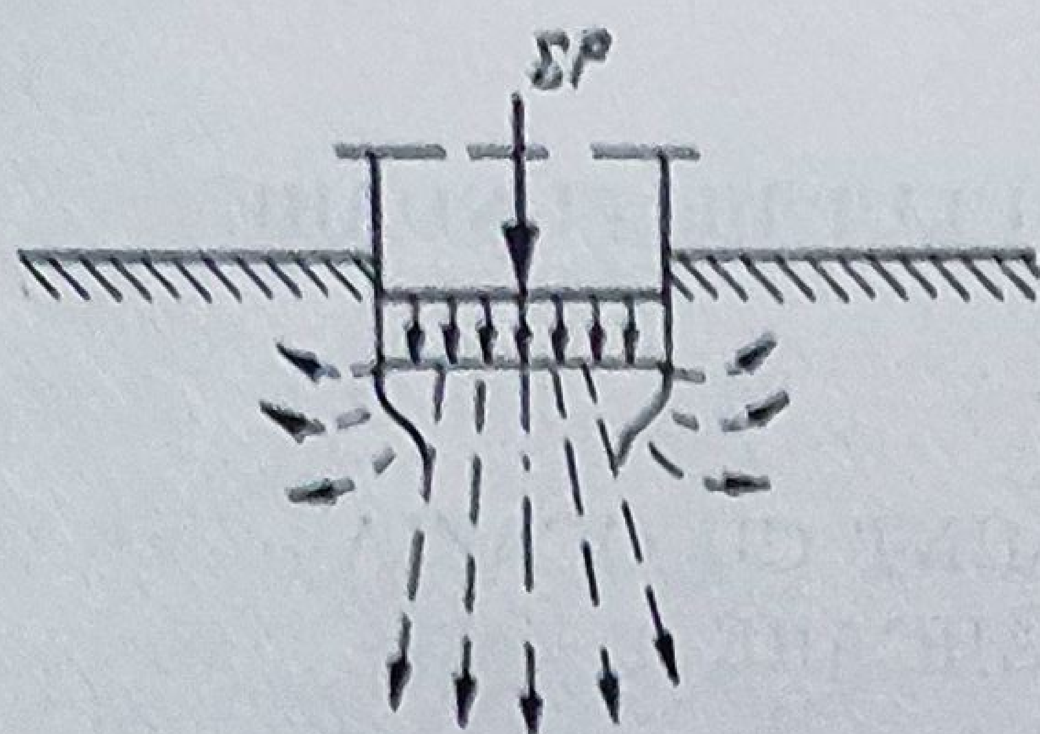


Fig. 10.3. Distribuţia plasticizării terenului în faza a doua.

fost denumită faza de apariţie a alunecărilor (fig. 10.3). Zonele de alunecare apar la marginea fundaţiei şi se caracterizează prin aceea că eforturile unitare tangenţiale ating rezistenţa la forfecare a pămîntului. Odată cu dezvoltarea acestor fenomene creşte şi tasarea, stabilizarea acestor procese reclamînd intervale de timp din ce în ce mai mari cu cît fenomenul este mai intens. Deformaţiile în această fază, indiferent de natură şi de importanţă nu duc însă la ruperea terenului de fundare, neobservîndu-se nici un fenomen care să prezinte un pericol nemijlocit pentru exploatarea normală a construcţiei, cu condiţia ca tasările să rămînă în limitele admise.

La o nouă creştere a încărcării se ajunge însă la un moment dat cînd fundaţia pătrunde adînc în teren, provocînd refularea laterală a pămîntului de-a lungul unei suprafeţe de alunecare curbilinii.

La o încărcare excentrică, domeniul de alunecare este continuu şi tot masivul de pămînt care susţine construcţia se deplasează aproape exclusiv într-o singură direcţie (fig. 10.4).

La încărcări centrice, sub talpa fundaţiei, începînd cu faza a doua, începe să se formeze un miez de pămînt îndesat care se tasează sub acţiunea solicitărilor aplicate, detaşîndu-se de pămîntul înconjurător prin suprafeţe de alunecare. La sfîrşitul fazei a doua formarea nucleului îndesat se încheie. În faza a treia el se deplasează împreună cu fundaţia ca un tot, lucrînd ca o pană asupra pămîntului înconjurător. Se produce forfecarea acestuia după direcţiile de minimă rezistenţă, lateral şi în sus. Terenul de fundare se rupe şi fundaţia suferă concomitent o tasare bruscă, o rotire şi o deplasare laterală, care se explică prin faptul că refularea nu poate avea loc simultan în ambele părţi şi nici perfect simetric.

Primele două faze se dezvoltă treptat şi relativ încet, în timp ce faza a treia are loc deosebit de repede, mai ales atunci cînd adîncimea de fundare este redusă. Cînd această adîncime este mai mare apare alunecarea unor importante volume de pămînt, extrem de periculoase pentru stabilitatea fundaţiei şi a construcţiei respective.

Fenomenele descrise mai înainte pentru aceeaşi formă şi mărime a tălpii fundaţiei prezintă o serie de particularităţi legate de : capacitatea de îndesare a terenului de fundare în sensul deformabilităţii sale ; adîncimea de aşezare a tălpii fundaţiei.

În cazul unui teren stîncos caracterizat printr-o rezistenţă mare şi compresibilitate foarte mică, în momentul atingerii încărcării de rupere are loc refularea lui în urma învingerii rezistenţei la forfecare (fig. 10.5).

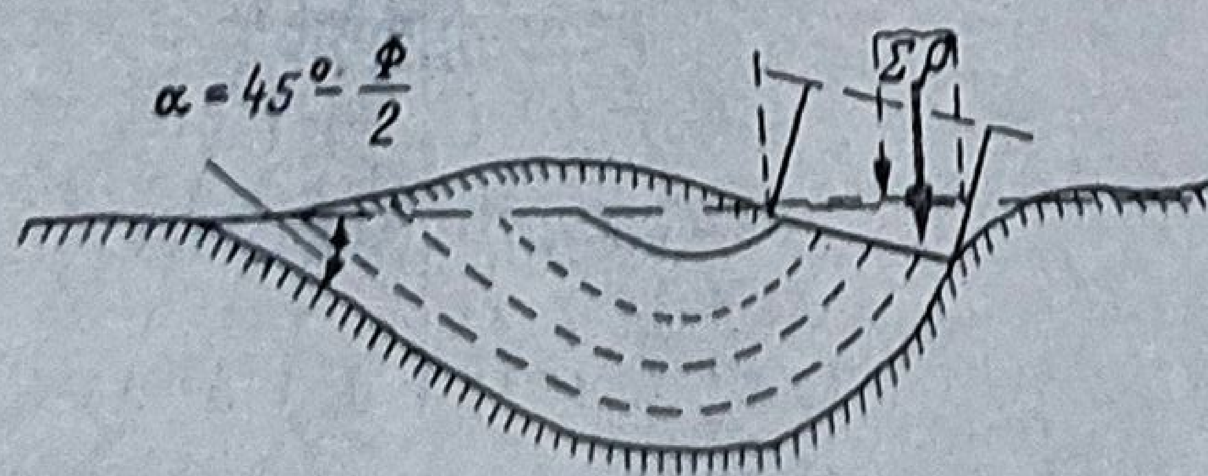


Fig. 10.4. Refularea unilaterală a terenului.

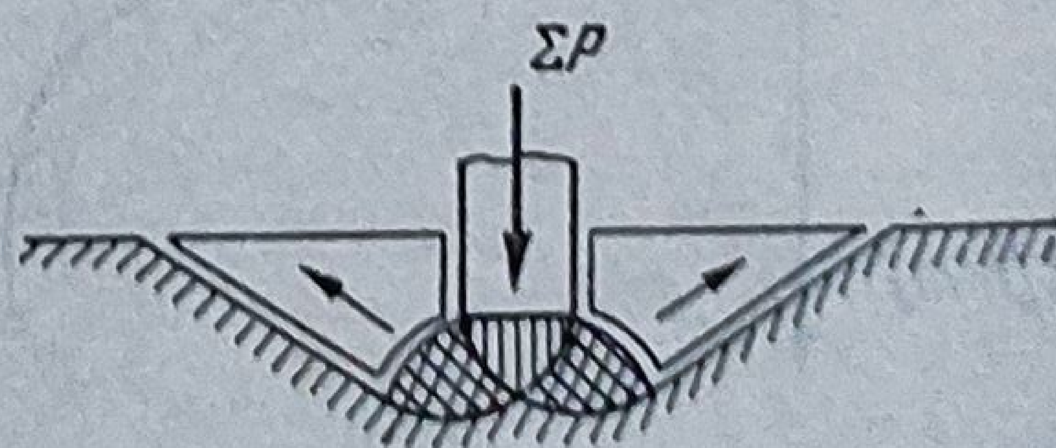


Fig. 10.5. Ruperea unui teren stîncos.

Pămînturile nisipoase și argiloase se comportă deosebit, deoarece fiind mult mai compresibile, o mare influență o capătă caracteristicile de stare (îndesarea la nisipuri și consistența la argile).

În decursul primelor două faze de deformație, terenul de fundare suferă o îndesare. Acest proces se prelungește și în faza a treia, cînd datorită refulării se extinde și asupra pămîntului așezat lateral și deasupra. Îndesarea are drept urmare și o creștere a rezistenței la forfecare a pămîntului. Cînd terenul de fundare prezintă o compresibilitate relativ mare, deși tasarea fundației este importantă, este posibil ca faza a treia să nu aibă loc (fig. 10.6).

Deoarece îndesarea este strîns legată de durata procesului de consolidare, un interes deosebit va prezenta și viteza cu care se aplică încărcarea.

În cazul pămînturilor nisipoase, viteza de consolidare fiind mare, procesul de consolidare, în majoritatea cazurilor este deja consumat în momentul atingerii fazei a treia.

La un nisip îndesat, tasările sînt în general mici, și cedarea are loc în urma forfecării terenului în lungul unor suprafețe de alunecare continue bine evidențiate și cu formarea unor mici refulări. La un nisip afînat, a cărui compresibilitate este mare, deformații în faza a treia au loc mai ales datorită îndesării pămîntului din zonele vecine zonelor de alunecare. Ca urmare, nu mai pot avea loc refulări ci coborări ale suprafeței terenului înconjurător. În acest caz, tasările sînt mari și rezistența la forfecare foarte redusă. O mare importanță în comportarea nisipurilor o are starea de umiditate a acestora. La umidități mici se recomandă să nu se țină seama de efectul pozitiv al apariției coeziunii aparente. În cazul nisipurilor saturate imersate se va avea în vedere faptul că greutatea pămîntului în stare submersată se apropie de $10\ kN/m^3$ și unghiul de frecare interioară (la un nisip lipsit de fracțiuni argiloase) scade cu $1 \ldots 2°$. În cazul unor nisipuri cu conținut bogat în fracțiuni fine (argiloase, prăfoase sau de natură organică) scăderea este mult mai importantă.

În cazul pămînturilor argiloase factorii care determină caracterul ruperii sînt starea de consistență și durata procesului de consolidare. La pămînturile argiloase tari ruperea se produce prin forfecarea pămîntului. La pămînturile argiloase plastice de consistență scăzută, la limită are loc refularea plastic-vîrtoasă a pămîntului care înconjură fundația, fără a se forma suprafețe de alunecare evidente. În acest caz, tasarea crește la o încărcare aproape constantă (fig. 10.7). Durata consolidării sub încărcare fiind foarte mare, forfecarea terenului are caracterul unei forfecări neconsolidate. Caracterul deformațiilor argilelor de consistență plastică în

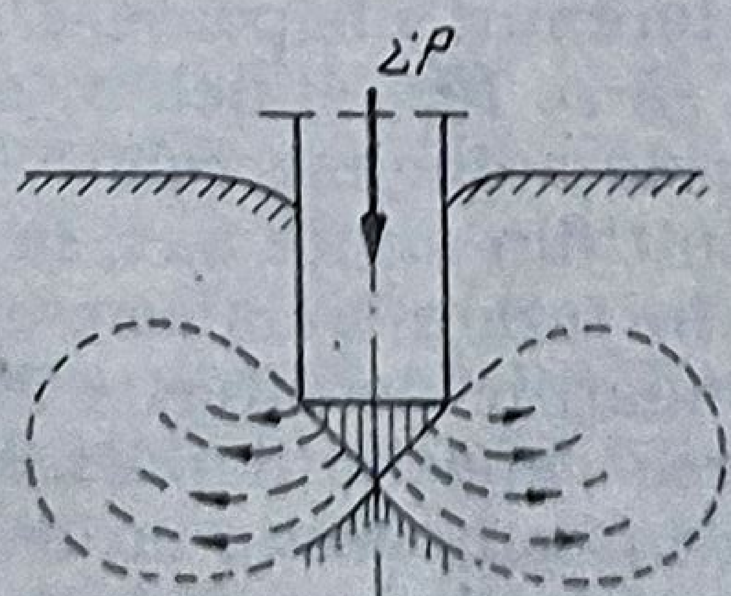


Fig. 10.6. Plasticizarea terenului în cazul fundațiilor adînci.

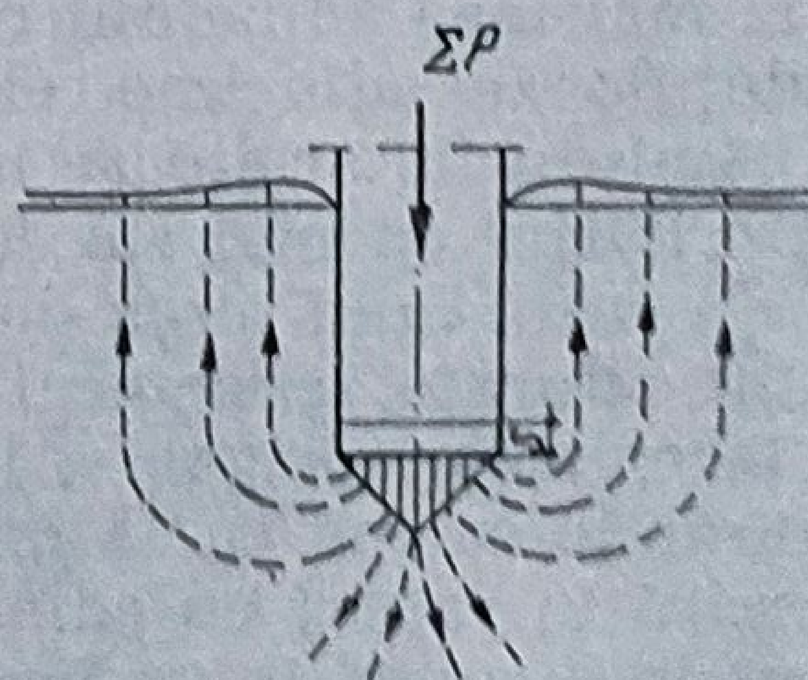


Fig. 10.7. Plasticizarea la argile de consistență plastică.

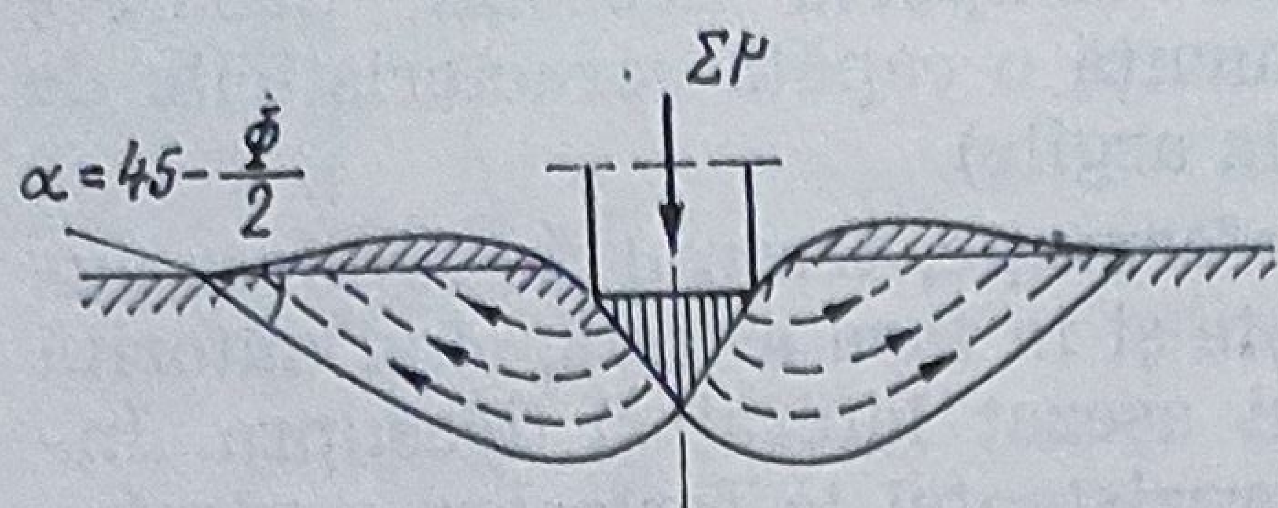


Fig. 10.8. Fundații de suprafață. Verificarea stabilității fundației.

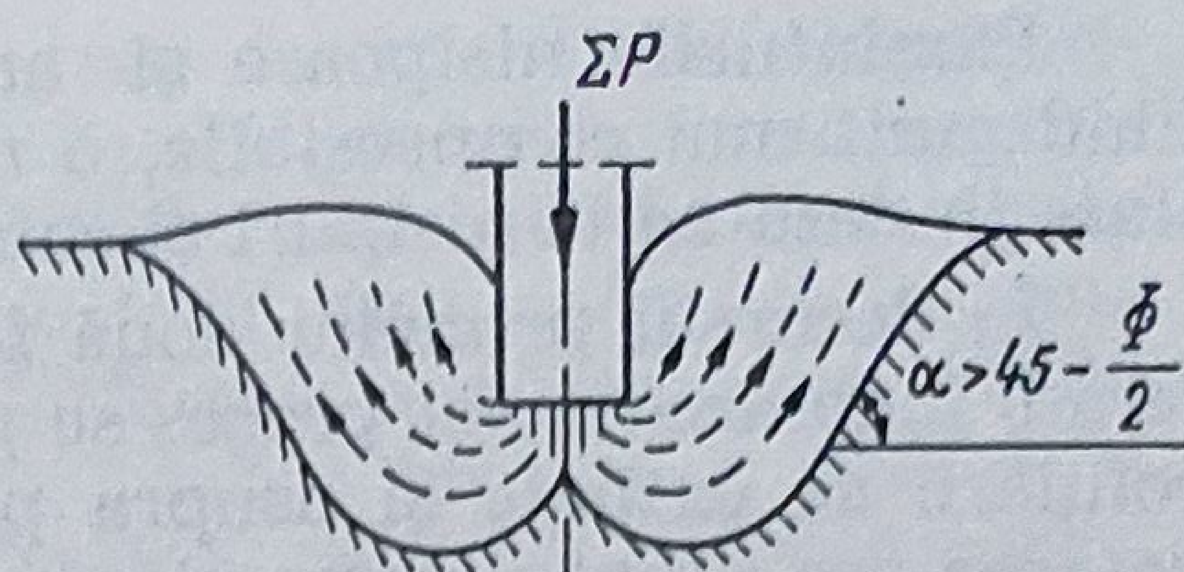


Fig. 10.9. Fundații de adîncime medie.

faza a treia, după terminarea consolidării, este analog cu cel observat la nisipurile afînate.

Specific pămînturilor argiloase este faptul că (excluzînd cazul forfecării neconsolidate și al argilelor tari) tasarea în decursul primelor două faze depășește cu mult valorile admisibile pentru construcții.

Adîncimea de fundare influențează în mare măsură mărimea sarcinii de rupere și caracterul deformației terenului în faza a treia.

Pentru terenuri nisipoase s-a constatat că raportul dintre adîncimea de fundare D și lățimea ei B, denumit și *adîncime relativă*, are o influență hotărîtoare asupra caracterului ruperii terenului de fundare.

Cînd fundația are o adîncime relativă $D/B<0,5$ ruperea terenului are loc sub forma refulării, printr-o deplasare în lungul unor suprafețe de alunecare continue, înclinate față de suprafața terenului înconjurător cu un unghi de $\alpha=45°—\Phi/2$ (fig. 10.8). La o adîncime relativă avînd valoarea de $0,5<D/B<1,5 \ldots 2,0$ se observă de asemenea refularea pămîntului, dar suprafața de alunecare formează cu orizontala la nivelul tălpii fundației un unghi mai mare decît $45°—\Phi/2$ (fig. 10.9). Se observă că în ambele cazuri ruperea terenului este însoțită de o tasare bruscă, precum și de deplasarea și înclinarea fundației. La o adîncime relativă de $1,5 \ldots 2,0<D/B<$ $<3,0 \ldots 4,0$ pămîntul deplasat de sub fundație poate învinge rezistența stratului de deasupra numai în urma unor deplasări importante ale pămîntului înconjurător. Se observă că, în cazul în care $D/B>1,5 \ldots 2,0$ are loc o interacțiune între zonele de alunecări și de îndesare care duce la o creștere importantă a tasării. Pentru adîncimi relative $D/B>3,0 \ldots 4,0$, zonele de alunecare au o dezvoltare redusă și pămîntul deplasat de sub fundație este capabil să producă numai îndesarea în zona așezată sub talpa fundației (fig. 10.10). Nu mai apar tasări bruște, rotiri sau deplasarea laterală a fundației.

În pămînturile alcătuite din pămînturi argiloase de consistență plastică, la aplicarea lentă a unei încărcări, pierderea capacității portante, indiferent de mărimea adîncimii relative are loc într-un mod asemănător cu cazul fundațiilor de adîncime relativă mare în terenuri nisipoase. Din acest motiv în pămînturile argiloase nu este posibil să se facă o delimitare precisă după criteriul de mai sus între fundațiile de adîncime relativă mică sau mare. În cazul unui teren de fundare alcătuit din argile tari, în special cînd nu sînt saturate, caracterul deformațiilor în faza a treia este apropiat de cel al terenurilor nisipoase, limita între fundațiile de diferite adîncimi relative putîndu-se lua ca la nisipuri. Creșterea capacității portante este însă mai mică în raport cu adîncimea relativă în comparație cu cazul pămîntului nisipos, avînd în vedere că determinantă în rezistența la forfecare a unei argile este coeziunea.

Deoarece, după cum s-a văzut, capacitatea portantă a terenului de fundare este funcție de mărimea volumului de pămînt deplasat cu ocazia

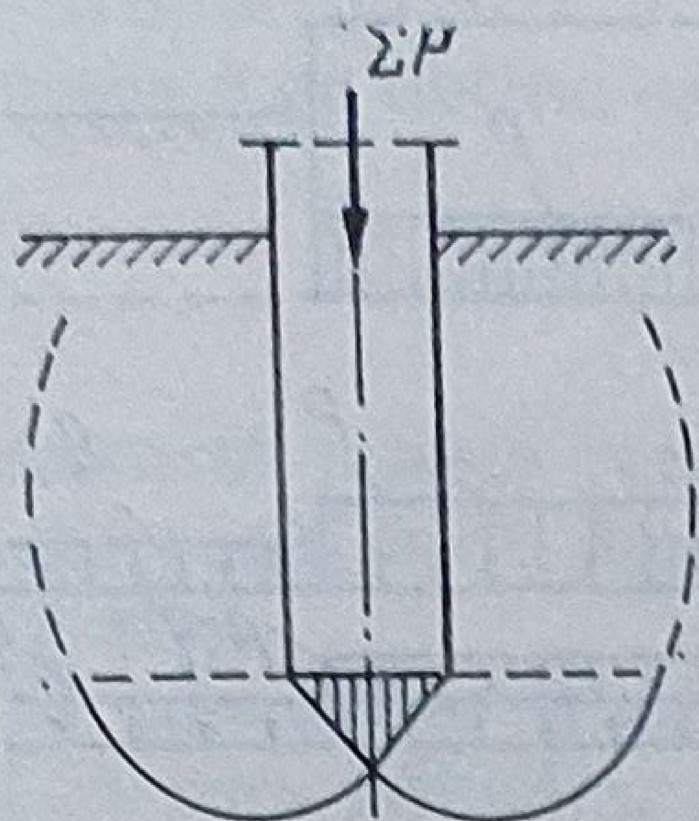


Fig. 10.10. Fundații adînci.

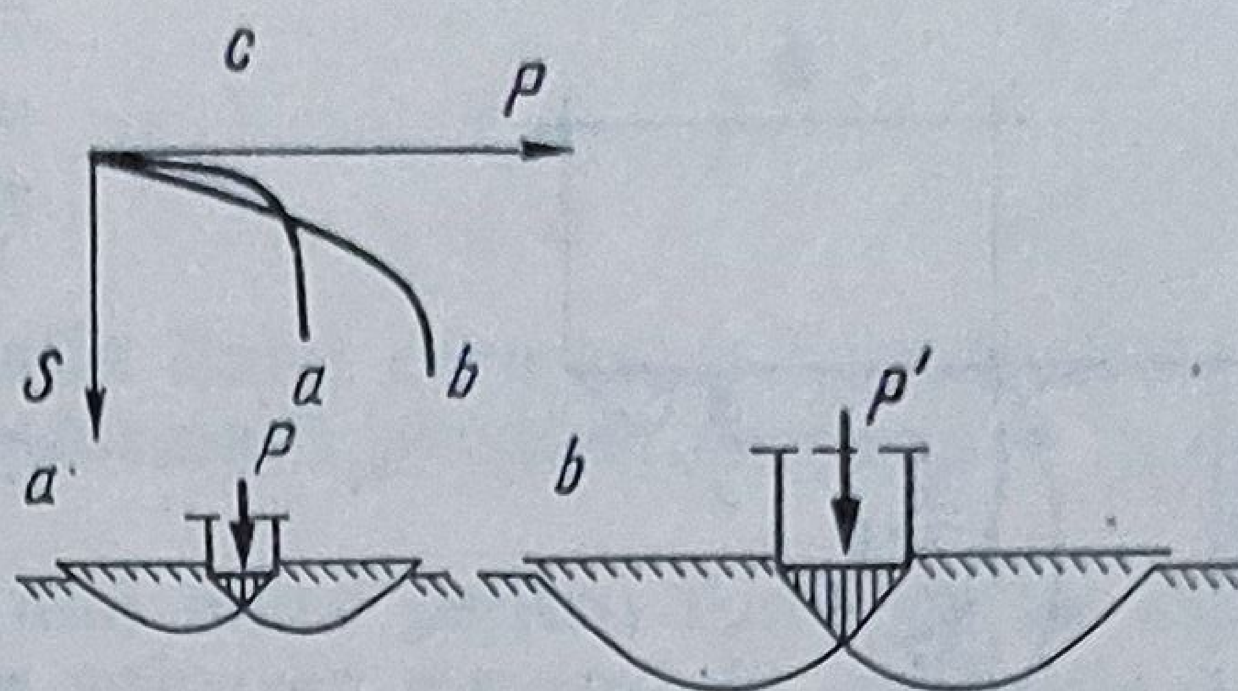


Fig. 10.11. Influența lățimii fundației asupra capacității portante :
a — fundații de lățime mică; *b* — fundații de lățime mare; *c* — diagramele *S—P*.

deformației în faza a treia, asupra mărimii ei vor influența lățimea fundației și numărul de direcții în care este posibilă această refulare. Indiferent de lățimea fundației, caracterul general al deformației este perfect analog (fig. 10.11).

S-a constatat, de asemenea, că dimensiunile și forma tălpii fundației influențează mai mult rezistența terenurilor nisipoase decît a celor argiloase.

10.2. METODE PENTRU CALCULUL CAPACITĂȚII PORTANTE

Pornind de la constatările menționate anterior privind modul de evoluție a deformațiilor pînă în momentul în care se produce ruperea terenului de fundare, s-au elaborat o serie de metode de calcul pentru capacitatea portantă în care se ține seama de fazele pe care le cunoaște comportarea acestui teren de fundare.

Astfel, dacă se consideră o încărcare uniform distribuită, elipsa tensiunilor totale într-un punct din semiplan este dată în figura 10.12. Odată cu creșterea încărcării exterioare crește și valoarea tensiunilor σ_1 și σ_2, ceea ce duce la un moment dat la apariția în punctul respectiv a echilibrului limită prin condiția

$$\sin \Phi = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2 + \dfrac{2c}{\operatorname{tg} \Phi}}. \tag{10.1}$$

Problema se reduce la determinarea mărimii încărcării uniform distribuite pe o fîșie situată pe linia de separație a semiplanului care trece prin planul ce conține talpa fundației, pentru care, în masivul de pămînt, zonele de deformație plastică capătă o anumită extindere. Inițial starea de echilibru limită apare într-un singur

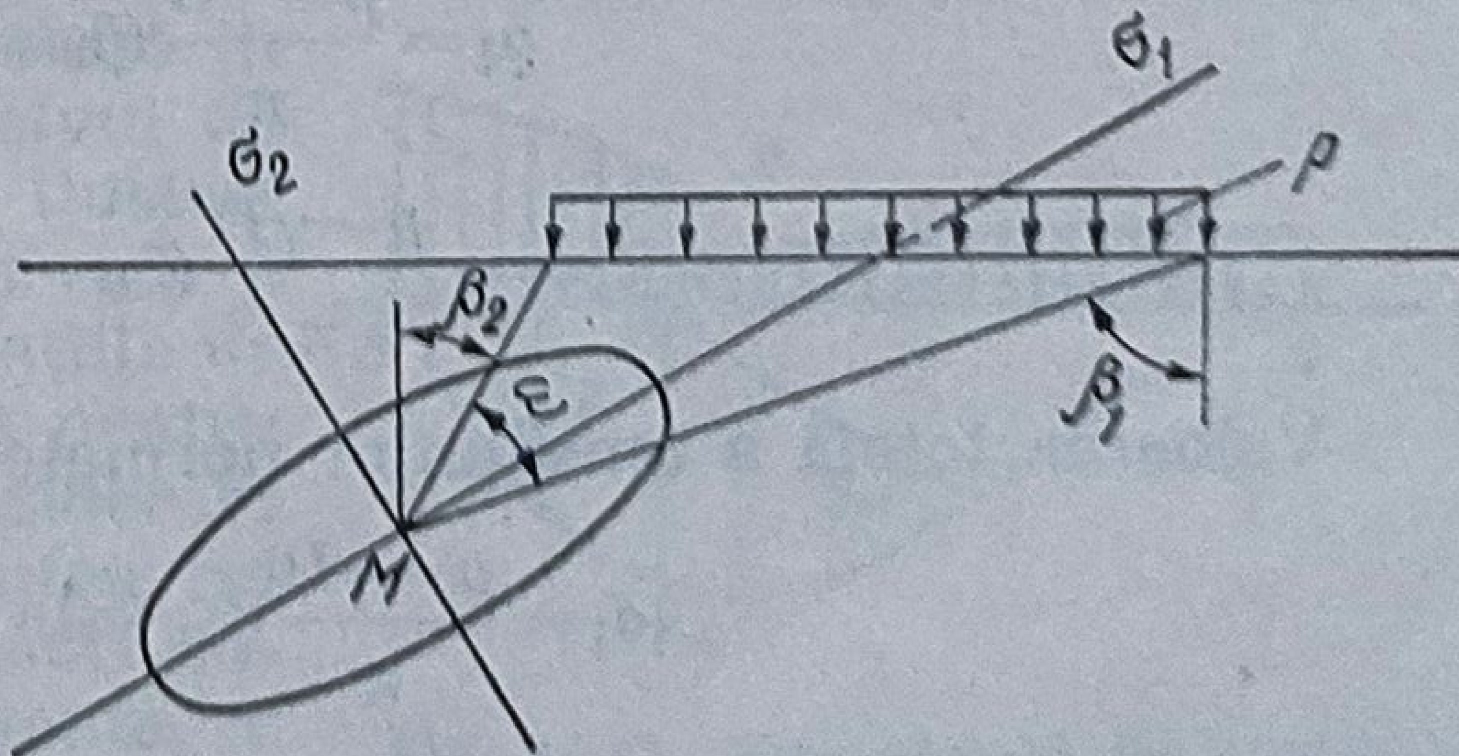


Fig. 10.12. Starea de eforturi unitare în semiplan.

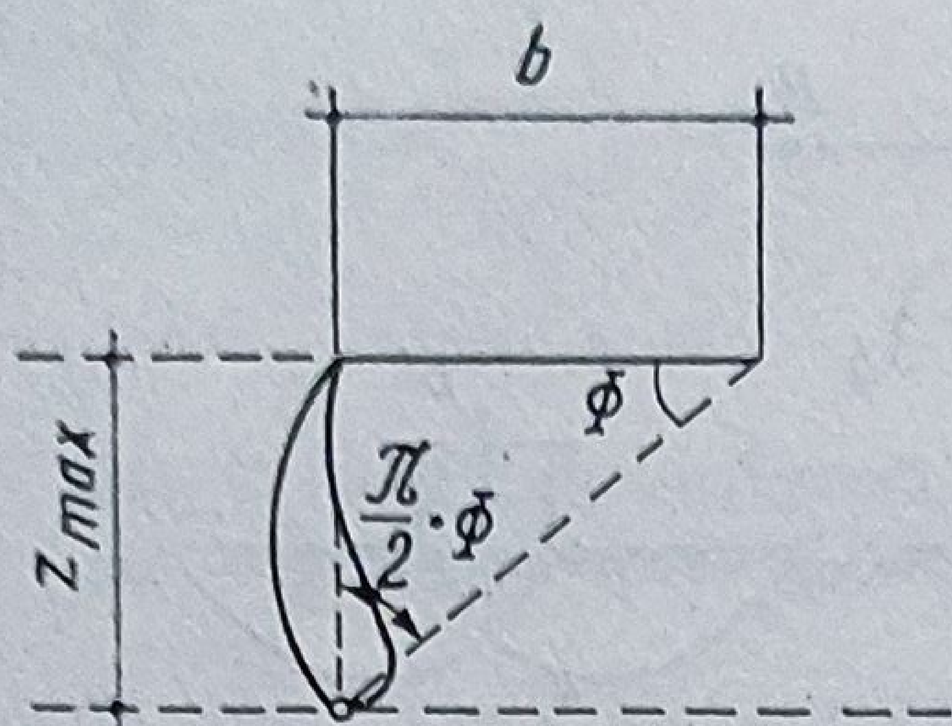


Fig. 10.13. Adîncimea maximă a punctului de echilibru-limită.

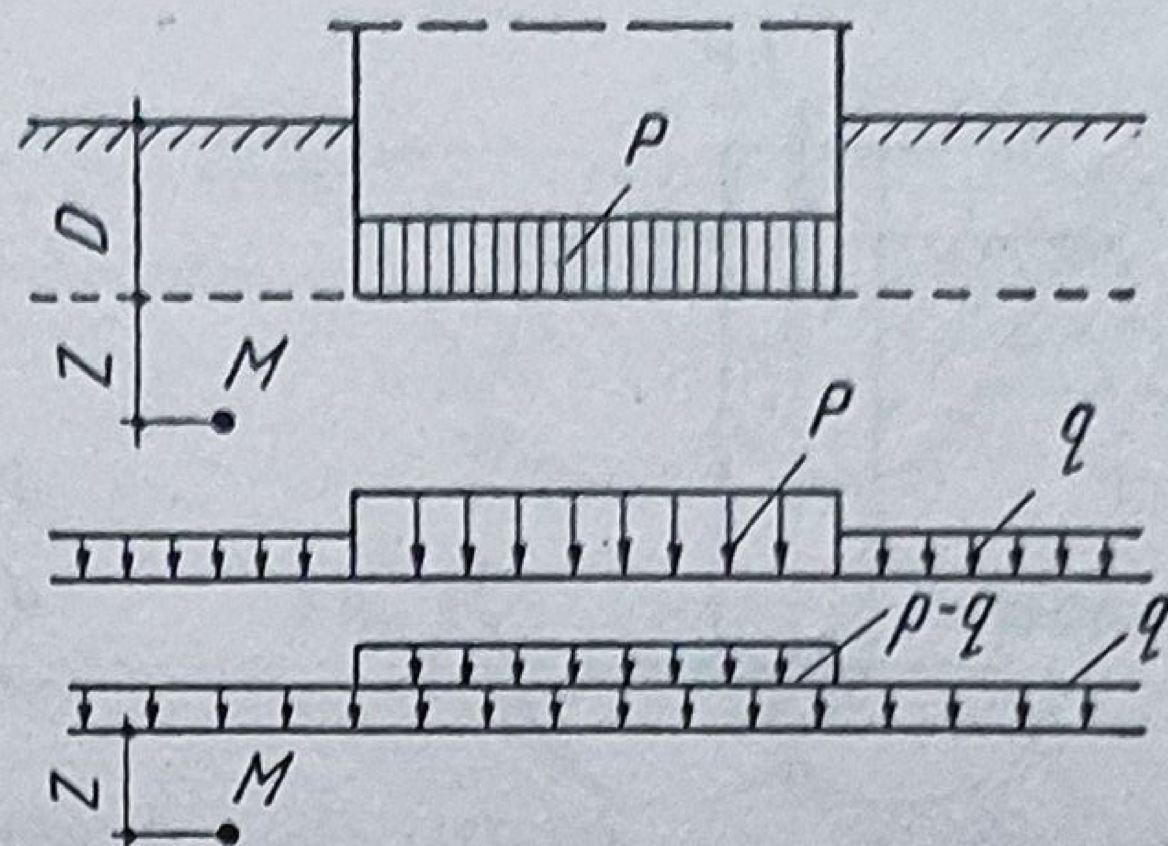


Fig. 10.14. Schema de calcul pentru determinarea presiunii-limită.

punct, la o anumită mărime a încărcării. Creşterea încărcării exterioare determină înmulţirea punctelor în care este atins echilibrul-limită, apărînd astfel o zonă de echilibru-limită (fig. 10.13).

Pentru punctele în care are loc starea de echilibru-limită se presupune că sînt valabile simultan atît relaţiile din teoria elasticităţii cît şi cele din teoria plasticităţii.

Se porneşte de la o schemă de încărcare ca în figura 10.14, avînd în vedere că punctul $D/B<0,5$ greutatea pămîntului situat deasupra planului tălpii fundaţiei se poate înlocui prin încărcarea sa geologică. Din punct de vedere mecanic, starea de echilibru limită corespunde stării plastice a corpurilor solide, cînd deformaţia se produce fără modificarea mărimii volumului, situaţie în care coeficientul lui Poisson este egal cu $\nu=0,5$.

În punctul M, la cota z, tensiunile normale principale din încărcările la care este supus semiplanul (în ipoteza mediului liniar deformabil) vor fi :

— din greutatea proprie a masivului

$$\sigma_1=\gamma\,(D+z),$$

$$\sigma_2=K_0\sigma_1=\sigma_1\frac{\nu}{1-\nu}, \tag{10.2}$$

care pentru $\nu=0,5$, dă $\sigma_1=\sigma_2$ şi deci

$$\sigma_2=\gamma\,(D+z)\,; \tag{10.3}$$

— din încărcarea parţial uniform distribuită de valoare $p-\gamma D$

$$\sigma_1=\frac{p-\gamma D}{\pi}(\beta_0+\sin\beta_0),$$

$$\sigma_2=\frac{p-\gamma D}{\pi}(\beta_0-\sin\beta_0).$$

Valoarea totală a tensiunilor normale principale în punctul M va fi :

$$\sigma_1=\frac{p-\gamma D}{\pi}(\beta_0+\sin\beta_0)+\gamma\,(D+z), \tag{10.4}$$

$$\sigma_2=\frac{p-\gamma D}{\pi}(\beta_0\sin\beta_0)+\gamma\,(D+z). \tag{10.5}$$

Introducînd aceste relații în condiția de echilibru-limită și explicitînd adîncimea z se obține expresia

$$z=\frac{p-\gamma D}{\pi}\left(\frac{\sin\beta_0}{\sin\Phi}-\beta_0\right)-\frac{c}{\gamma\,\mathrm{tg}\,\Phi}-D. \tag{10.6}$$

Această relație reprezintă ecuația liniei care separă domeniile cu deformații elastice de domeniile cu deformații plastice, exprimată în coordonate z și β_0.

Se consideră că pericolul cel mai mare pentru fundație ar exista în cazul în care adîncimea z ar atinge valoarea maximă în condițiile date de parametrii γ, Φ, c, D și p.

Pentru aceasta va trebui să se determine β_0 (unghiul de vedere) pentru care z are valoarea maximă. Acest maxim se poate determina anulînd derivata expresiei lui z, care dă pentru β_0 valoarea

$$\beta_0=\frac{\pi}{2}-\Phi.$$

Introducînd această valoare în expresia lui z se obține :

$$z_{max}=\frac{p-\gamma D}{\pi}\left(\mathrm{ctg}\ \Phi-\frac{\pi}{2}+\Phi\right)-c\cdot\mathrm{ctg}\,\frac{\Phi}{\gamma}-D. \tag{10.7}$$

Lui z_{max} i se pot da diferite valori funcție de gradul admis de dezvoltare a zonelor de deformație plastică care va fi adoptat de proiectant, de gradul de asigurare pe care vrea să-l realizeze și de importanța și caracteristicile construcției.

În cazul în care se consideră ipoteza ruperii terenului de fundare, admițîndu-se implicit dezvoltarea maximă a zonelor de deformație plastică prin apariția în terenul de fundare a unor zone continue de echilibru-limită, pentru rezolvarea problemei se pot aborda următoarele căi :

— se rezolvă problema prin intermediul aplicării ecuațiilor diferențiale de echilibru-limită, punîndu-se condițiile de margine corespunzătoare problemei date ;

— se admite o anumită formă pentru suprafețele de alunecare continue de sub fundație, astfel că încărcarea de rupere se determină pe baza scrierii ecuațiilor de echilibru static în acest moment.

În cazul în care se adoptă prima cale, problema constă în a determina încărcarea maximă p pentru care apare starea de eforturi-limită sub fundație, știind că greutatea pămîntului din jurul fundației are valoarea q.

Cazul general consideră încărcarea q distribuită după o lege oarecare și terenul fiind caracterizat prin anumite proprietăți fizico-mecanice. Forma liniilor de alunecare se arată în figura 10.15. Cazul în care masivul de pămînt este lipsit de masă este ilustrat în figura 10.16. Pentru cazul în care p și q sînt uniform distribuite relațiile de calcul obținute sînt aceleași atît pentru masivul la care s-a luat în considerare greutatea sa proprie cît și pentru cel fără greutate. Deosebirea constă numai în faptul că la p și q constante, la un masiv lipsit de greutate, zona de sub fundație și cele din vecinătatea ei

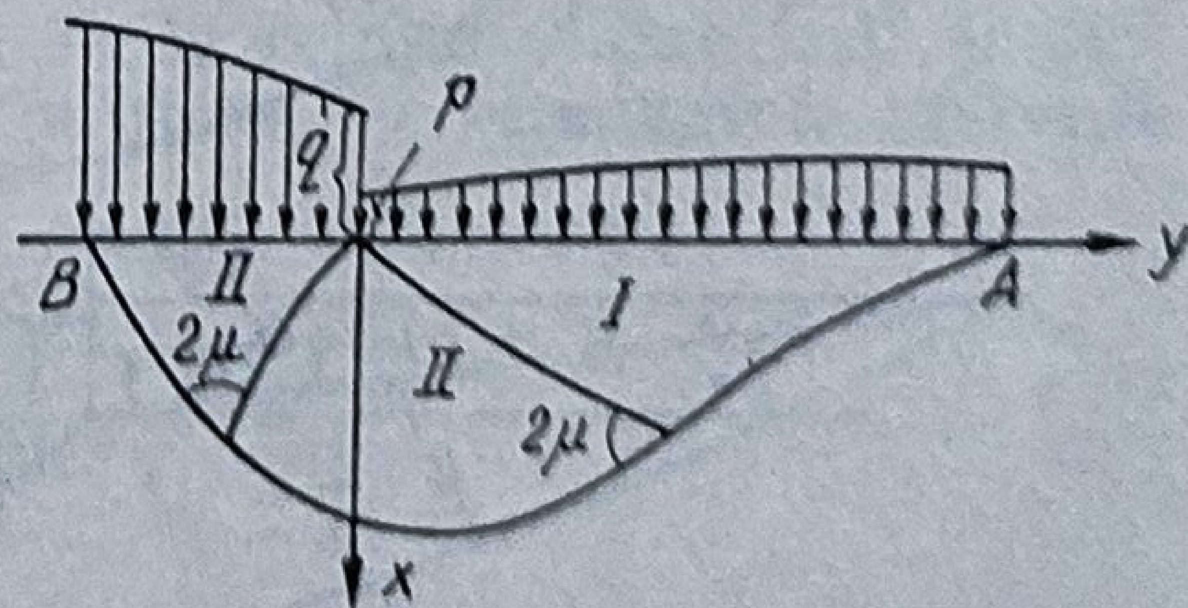


Fig. 10.15. Suprafețele de alunecare pentru determinarea presiunii critice (cazul general al problemei).

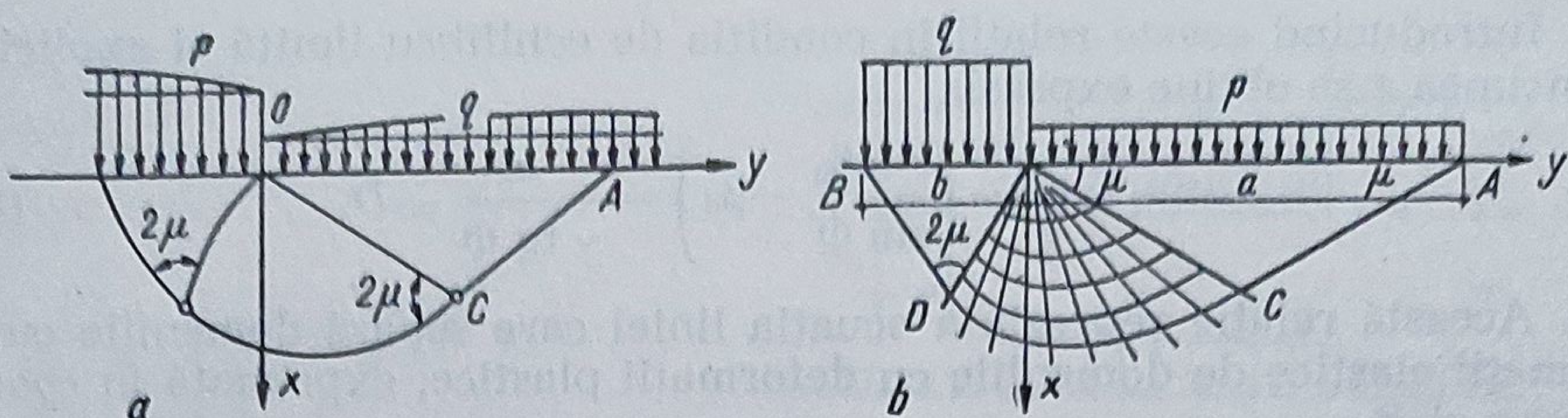


Fig. 10.16. Determinarea presiunii critice:
a — masiv fără greutate, încărcări variabile; *b* — masiv fără greutate, încărcări constante.

prezintă suprafețe plane de alunecare, între ele existînd o zonă de racord în care suprafețele de alunecare sînt generate de plane concurente după axul ce trece prin *O* și spirala logaritmică (fig. 10.16, *b*). Unghiul 2μ are o valoare constantă în toate situațiile și egală cu $90°—\Phi$.

Bazați pe aceste soluții teoretice, autorii diferitelor metode admit o linie de rupere combinată, alcătuită din două segmente rectilinii racordate cu un arc de spirală logaritmică. Se fac de asemenea diverse ipoteze privind frecarea care se dezvoltă pe talpa fundației și extinderea suprafețelor de alunecare.

K. Terzaghi presupune că pe talpa fundației se dezvoltă o forță de frecare provocată de frecarea între pămînt și materialul tălpii fundației. Suprafețele de alunecare le consideră numai pînă la nivelul tălpii fundației (fig. 10.17, *a*).

G. G. Meyerhoff presupune că suprafețele de alunecare ajung pînă la suprafața terenului. Suprafețele de alunecare care se formează sub talpă au față de aceasta o înclinare a cărei mărime se determină din condiția ca termenul din expresia capacității portante care depinde de lățimea fundației să fie minim (fig. 10.17, *b*).

În ambele cazuri se consideră că sub fundație se formează o prismă de pămînt îndesat, ipoteză confirmată și în experiențele pe modele de fundații.

V. I. Novatorțev presupune lipsa frecării pe talpa fundației și consideră că planele de alunecare se opresc la nivelul tălpii fundației. Se

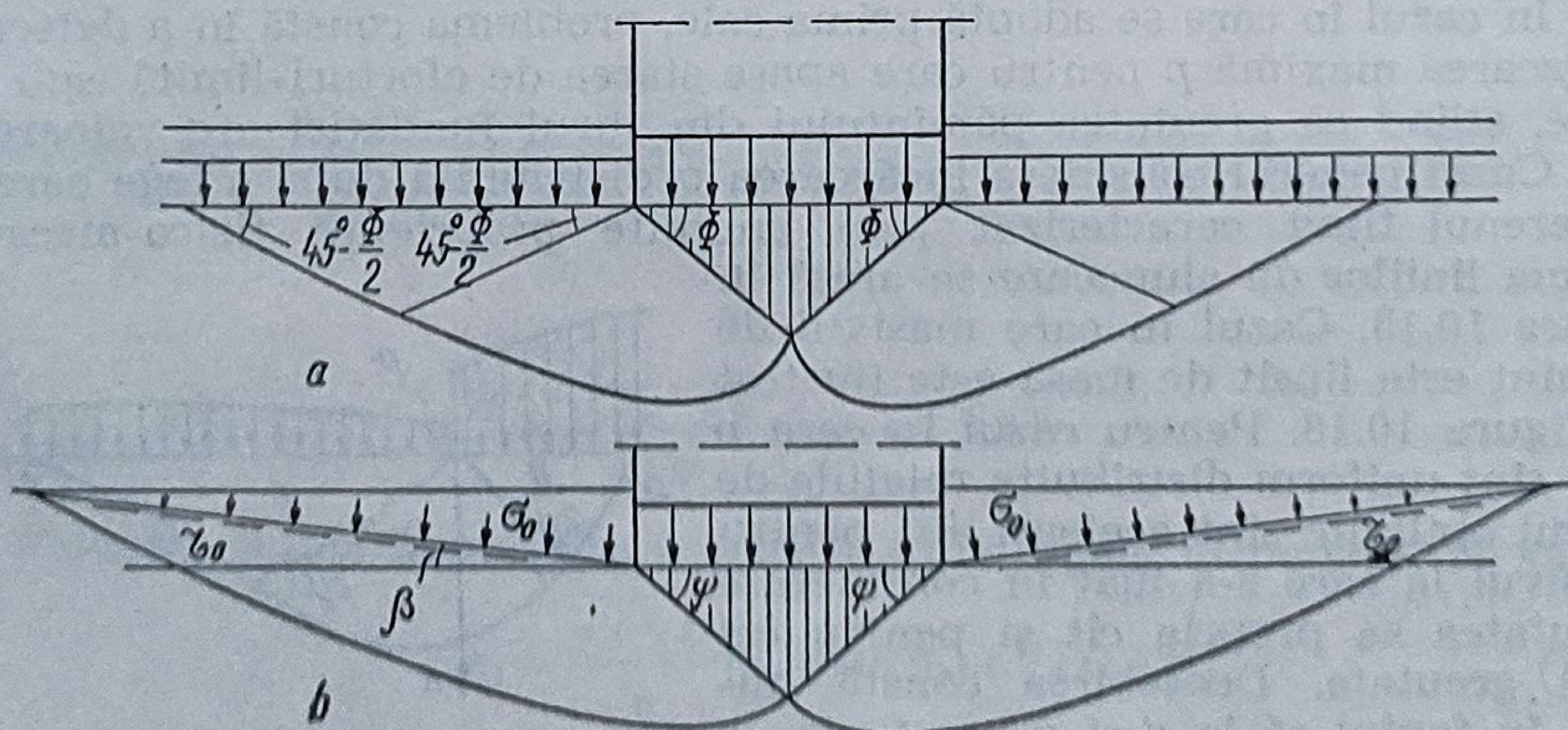


Fig. 10.17. Presiunea critică:
a — ipoteza K. Terzaghi; *b* — ipoteza G. G. Meyerhoff.

Fig. 10.18. Schema de calcul a presiunii critice în cazul suprafețelor de alunecare compuse.

presupune, de asemenea, că greutatea pămîntului aflat în volumul care se deplasează este egală cu zero.

Schema de calcul adoptată pentru acest caz este dată în figura 10.18. Din figură se pot scrie relațiile

$$OM' = M'A' = \frac{OA'}{2\cos\left(45° + \frac{\Phi}{2}\right)}; \quad OM'' = M''B' = \frac{OB'}{2\cos\left(45° - \frac{\Phi}{2}\right)}.$$

Din poligonul forțelor se pot scrie relațiile :

$$T_2 = \frac{P'}{2\sin\left(45° + \frac{\Phi}{2}\right)}; \quad T_3 = \frac{P''}{2\sin\left(45° - \frac{\Phi}{2}\right)}. \tag{10.8}$$

Între forțele T_2 și T_3, în condițiile echilibrului-limită există relația demonstrată de Kötter-Massau

$$T_3 = T_2\, e^{\frac{\pi}{2}\operatorname{tg}\Phi}.$$

Ținînd seama de faptul că arcul $M'M''$ este un arc de spirală logaritmică, se poate scrie relația

$$OM'' = OM'\, e^{-\frac{\pi}{2}\operatorname{tg}\Phi}$$

sau

$$\frac{OB'}{2\cos\left(45° - \frac{\Phi}{2}\right)} = \frac{OA'}{2\cos\left(45° + \frac{\Phi}{2}\right)}\, e^{\frac{\pi}{2}\operatorname{tg}\Phi}.$$

Împărțind relația dintre forțele T_3 și T_2 la relația dintre OA' și OB' și presupunînd că P' și P'' se distribuie uniform pe segmentele aferente OB' și OA' se obține

$$\frac{q}{\operatorname{tg}\left(45° - \frac{\Phi}{2}\right)} = \frac{p\, e^{-\pi\operatorname{tg}\Phi}}{\operatorname{tg}\left(45° + \frac{\Phi}{2}\right)}.$$

Explicitînd valoarea lui p se obține

$$p = q\, e^{\pi\operatorname{tg}\Phi} \cdot \operatorname{tg}^2\left(45° + \frac{\Phi}{2}\right). \tag{10.9}$$

Pentru a ține seama de coeziune este necesar, conform principiului stărilor corespondente a lui A. Caquot, să se majoreze tensiunile cu presiunea echivalentă coeziunii $p_c = \text{ctg}\,\Phi$.

În acest caz rezultă

$$\left(p + \frac{c}{\text{tg}\,\Phi}\right) = \left(q + \frac{c}{\text{tg}\,\Phi}\right)\left[e^{\pi\,\text{tg}\,\Phi} \cdot \text{tg}^2\left(45° + \frac{\Phi}{2}\right)\right.$$

de unde

$$p = q \cdot e^{\pi\,\text{tg}\,\Phi} \cdot \text{tg}^2\left(45° + \frac{\Phi}{2}\right) + c \cdot \text{ctg}\,\Phi\left[e^{\pi\,\text{tg}\,\Phi} \cdot \text{tg}^2\left(45° + \frac{\Phi}{2}\right) - 1\right] \quad (10.10)$$

În cazul în care terenul de fundare nu are decît coeziune, unghiul de frecare interioară Φ se va egala cu 0. Rezultînd o nedeterminare pentru termenul al doilea al relației care dă pe p, aceasta se poate ridica aplicînd regula lui Hopital.

Egalînd din nou pe Φ cu 0 se obține pentru valoarea lui p expresia

$$p = q + (\pi + 2)\,c. \quad (10.11)$$

10.3. CRITERII DE APLICARE A METODELOR DE CALCUL A CAPACITĂȚII PORTANTE A TERENULUI DE FUNDARE

În practică, funcție de specificul problemei analizate se va adopta metoda cea mai corespunzătoare care are în vedere condițiile concrete ale cazului studiat.

Dacă terenul de fundare se caracterizează printr-o compresibilitate ridicată, deformațiile pe care le va suferi sub o anumită încărcare se poate să depășească limitele admise pentru construcția avută în vedere fără ca să se ajungă la epuizarea rezistenței sale. În acest caz, presiunea care poate fi admisă a fi transmisă terenului nu trebuie să dea o tasare incompatibilă cu construcția. Dar, determinarea mărimii acestei tasări provocate de presiunea respectivă se poate calcula prin relațiile mecanicii pămînturilor numai în situația în care între deformații și presiuni există o relație liniară. Rezultă că presiunea transmisă în această situație nu are voie să depășească presiunea la care mai apare o interdependență liniară între presiuni și deformații.

În acest sens, adîncimea maximă z_{max} la care se admite dezvoltarea zonelor de deformație plastică se va alege diferit funcție de condițiile concrete ale cazului studiat.

În cazul în care nu se pot admite nici un fel de dezvoltări ale zonelor de deformații plastice în teren, z_{max} se ia egal cu 0, capacitatea portantă a terenului de fundare calculîndu-se cu expresia

$$p = \pi c \frac{\text{ctg}\,\Phi}{\text{ctg}\,\Phi - \frac{\pi}{2} + \Phi} + \gamma D \frac{\text{ctg}\,\Phi + \frac{\pi}{2} + \Phi}{\text{ctg}\,\Phi - \frac{\pi}{2} + \Phi}. \quad (10.12)$$

În cazul în care se pot admite tensiuni tangențiale fără ca prin aceasta liniaritatea interdependenței compresiuni-deformații să fie prea mult deranjată, pentru z_{max} se pot admite valori care pot fi adoptate fără ca prin aceasta să fie periclitată stabilitatea construcției.

În acest sens mai des se folosesc în practică valorile $z_{max} = B \cdot \text{tg}\,\Phi$ sau $z_{max} = B/4$.

Prima valoare are în vedere faptul că adîncimea maximă s-a obținut pentru un unghi de vedere egal cu $\frac{\pi}{2} - \Phi$ și că punctul respectiv se află pe verticala ce trece prin fața laterală a fundației. A doua valoare a fost dedusă pe cale practică, constatîndu-se că dezvoltări ale zonelor de deformație plastică pe adîncimi mai mici de $B/4$ nu conduc nici la o deviere prea mare față de dreaptă a majorității curbelor de compresiune-tasare și nici nu constituie un pericol pentru stabilitatea construcției.

Pentru aceste două cazuri se obțin soluțiile :

$$p = \frac{B\,\text{tg}\,\Phi \cdot \gamma \cdot \pi}{\text{ctg}\,\Phi - \frac{\pi}{2} + \Phi} + \frac{\pi\, c\, \text{ctg}\,\Phi}{\text{ctg}\,\Phi - \frac{\pi}{2} + \Phi} + \frac{\text{ctg}\,\Phi + \frac{\pi}{2} + \Phi}{\text{ctg}\,\Phi - \frac{\pi}{2} + \Phi}\,; \qquad (10.13)$$

$$p = \frac{0{,}25\, B\,\text{tg}\,\Phi \cdot \gamma \cdot \pi}{\text{ctg}\,\Phi - \frac{\pi}{2} + \Phi} + \frac{\pi\, c\, \text{ctg}\,\Phi}{\text{ctg}\,\Phi - \frac{\pi}{2} + \Phi} + \frac{\text{ctg}\,\Phi + \frac{\pi}{2} + \Phi}{\text{ctg}\,\Phi - \frac{\pi}{2} + \Phi}\,. \qquad (10.14)$$

În cazul în care extinderea zonelor de rupere poate determina pierderea stabilității terenului, presiunea poartă denumirea de presiune critică și se calculează cu relația dedusă anterior :

$$p_{cr} = q e^{\pi\,\text{tg}\,\Phi} \cdot \text{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\Phi}{2}\right) + c \cdot \text{ctg}\,\Phi\left[e^{\pi\,\text{tg}\,\Phi} \cdot \text{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\Phi}{2}\right) - 1\right]. \qquad (10.15)$$

Dacă unghiul de frecare interioară are o valoare foarte mică, apropiată de 0°, se poate utiliza relația

$$p_{cr} = q + 5{,}14\, c. \qquad (10.16)$$

10.4. CALCULUL TERENULUI DE FUNDARE DUPĂ STAS 8316-77

Calculul terenului de fundare în țara noastră se efectuează la starea limită de deformație și la starea limită de capacitate portantă.

Starea limită de deformații a terenului de fundare corespunde unei stări limită a structurii atunci cînd deformațiile terenului de fundare conduc la deplasări și deformații ale construcției, incompatibile cu structura de rezistență sau a unei stări-limită a exploatării normale atunci cînd deformațiile terenului de fundare împiedică exploatarea normală a structurii. În această ipoteză se consideră că pînă la valoarea acestei sarcini, dezvoltarea domeniilor de deformație plastică fiind redusă, se poate admite o re-

lație liniară între tensiuni și deformații. În cazul în care datorită compresibilității ridicate a terenului de fundare, deformațiile sînt mari, drept stare-limită trebuie să se ia mărimea maximă a acestora (tasări, rotiri, săgeți), compatibile cu structura de rezistență a construcției. În acest caz, deformațiile se calculează pe baza teoriei mediului liniar deformabil, avînd grijă ca presiunile de pe talpa fundației să nu depășească valorile care corespund unei extinderi reduse a zonelor de deformație plastică.

Starea-limită de capacitate portantă corespunde unei extinderi a zonelor de rupere (zone în care se depășește rezistența la forfecare a terenului), ce determină pierderea stabilității terenului de fundare.

Prin calculul terenului de fundare la starea-limită de deformații trebuie să se asigure respectarea condiției :

$$\Delta < \bar{\Delta}, \tag{10.17}$$

în care :

Δ reprezintă deplasări sau deformări probabile ale construcției, datorate deplasărilor și deformărilor terenului de fundare, conform STAS 3300-77 ;

$\bar{\Delta}$ — deplasări sau deformări admisibile ale construcției.

Presiunea efectivă pe teren, provenită din încărcările de calcul din gruparea fundamentală pentru care se efectuează calculul la deformații în cazul fundațiilor cu formă în plan de dreptunghi, trebuie să nu depășească valoarea-limită dată de expresia :

Pentru construcții fără subsol :

$$p_{pl} = m_1 (\bar{\gamma}\, B\, N_1 + q N_2 + c\, N_3) \quad [\text{kPa}] ; \tag{10.18}$$

— pentru construcții cu subsol :

$$p_{pl} = m_1 \left(\bar{\gamma} B\, N_1 + \frac{2q_e + q_i}{3} + c\, N_3\right) \quad [\text{kPa}], \tag{10.19}$$

în care :

m_1 reprezintă coeficientul condițiilor de lucru (tab. 10.1) ;

γ — media ponderată a greutății volumice de calcul ale stratelor de sub fundație cuprinse pe o adîncime $B/4$, măsurată de la talpa fundației, în kN/m³ ;

B — latura mică a fundației, în m ;

q — supraîncărcarea de calcul la nivelul tălpii fundației, lateral față de fundație, în kPa ;

q_e, q_i — supraîncărcarea la nivelul tălpii fundației la exteriorul și respectiv la interiorul fundației de subsol, în kPa ;

c — valoarea de calcul a coeziunii stratelor de pămînt de sub talpa fundației, în kPa ;

N_1, N_2, N_3 — coeficienți adimensionali în funcție de valoarea de calcul a unghiului de frecare interioară a terenului de sub talpa fundației (tab. 10.2).

La fundațiile a căror formă în plan diferă de un dreptunghi (cerc sau poligon regulat) valoarea B se ia egală cu $\sqrt{F}$, în care F este suprafața tălpii fundației de formă dată.

TABELUL 10.1

Coeficientul condiţiilor de lucru

Denumirea terenului de fundare	Coeficientul m_1 pentru starea limită a structurii la care se face verificarea	
	starea limită ultimă	starea limită a exploatării normale
Bolovănişuri cu interspaţiile umplute cu nisip, pietrişuri şi nisipuri, cu excepţia nisipurilor fine şi prăfoase	2,00	1,60
Nisipuri fine :		
uscate sau umede ($S_r<0,8$)	1,90	1,55
foarte umede sau saturate ($S_r>0,8$)	1,80	1,45
Nisipuri prăfoase :		
uscate sau umede ($S_r<0,8$)	1,80	1,45
foarte umede sau saturate ($S_r>0,8$)	1,50	1,25
Bolovănişuri şi pietrişuri umplute cu pămînturi argiloase cu $I_c\geqslant0,5$	0,5 1,60	1,35
Pămînturi argiloase cu $I_C\geqslant0,5$	1,60	1,35
Bolovănişuri şi pietrişuri umplute cu pămînturi argiloase cu $I_C<0,5$	1,10	0,95
Pămînturi argiloase cu $I_C<0,5$	1,10	0,95

În cazul în care în cuprinsul zonei active apare un strat foarte compresibil, presiunea la suprafaţa sa se verifică cu relaţia

$$p_z+\sigma_{gz}<p_{1z}, \tag{10.20}$$

în care :

p_z este presiunea netă verticală transmisă de fundaţie la cota z, măsurată de la talpa fundaţiei în dreptul centrului tălpii ei, în kPa ;

σ_{gz} — presiunea geologică la cota z, în kPa ;

p_{1z} — presiunea limită la cota z, pentru o fundaţie convenţională de lăţime B_z, fundată pe stratul compresibil, în kPa.

Latura B_z a fundaţiei convenţionale se calculează cu expresia

$$B_z=\sqrt{F_z+a^2}-a \quad [\mathrm{m}], \tag{10.21}$$

în care :

$$F_z=\frac{p_0BL}{p_z} \quad [\mathrm{m}^2], \tag{10.22}$$

$$a=\frac{L-B}{2} \quad [\mathrm{m}], \tag{10.23}$$

TABELUL 10.2

Coeficienții N_1, N_2 și N_3 în funcție de unghiul de frecare interioară

Φ	N_1	N_2	N_3
0°	0,00	1,00	3,14
2°	0,03	1,12	3,32
4°	0,06	1,25	3,51
6°	0,10	1,39	3,71
8°	0,14	1,55	3,93
10°	0,18	1,73	4,17
12°	0,23	1,94	4,42
14°	0,29	2,17	4,69
16°	0,36	2,43	5,00
18°	0,43	2,72	5,31
20°	0,51	3,06	5,66
22°	0,61	3,44	6,04
24°	0,72	3,87	6,45
26°	0,84	4,37	6,90
28°	0,98	4,93	7,40
30°	1,15	5,59	7,95
32°	1,34	6,35	8,55
34°	1,55	7,21	9,21
36°	1,81	8,25	9,98
38°	2,11	9,44	10,80
40°	2,46	10,84	11,73
42°	2,87	12,50	12,77
44°	3,37	14,48	13,96
45°	3,66	15,64	14,64

unde :

B este latura mică a fundației reale, în m ;

L — latura mare a fundației reale, în m ;

p_0 — presiunea netă verticală transmisă de fundație la nivelul tălpii fundației, în kPa.

Prin calculul terenului la starea limită de capacitate portantă trebuie să se asigure respectarea condiției

$$Q < m \cdot R$$

în care :

Q este încărcarea de calcul asupra terenului de fundare provenită din acțiunile din grupările speciale ;

R — capacitatea portantă de calcul a terenului de fundare ;

m — coeficientul condițiilor de lucru.

În cazul în care rezultanta încărcării de calcul prezintă o înclinare față de verticală mai mică de 5° și în condițiile unei stratificații aproximativ orizontale, pentru capacitatea portantă de calcul a terenului de fundare, cu excepția terenurilor stîncoase se recomandă utilizarea expresiei

$$p_{ef} < m_e p_{er} \qquad (10.24)$$

Coeficienții de capacitate portantă în funcție de unghiul de frecare interioară

Φ	N_γ	N_q	N_c
0°	0,0	1,0	5,1
5°	0,1	1,6	6,5
10°	0,2	2,5	8,3
15°	0,7	3,9	11,0
20°	1,8	6,4	14,8
22°30″	2,7	8,2	17,5
25°	4,1	10,7	20,7
27°30′	6,1	13,9	24,9
30°	9,0	18,4	30,1
32°30′	13,6	24,6	37,0
35°	20,4	33,3	46,1
37°30′	31,0	45,8	58,4
40°	47,7	64,2	75,3
42°30′	75,0	91,9	99,3
45°	120,5	134,9	133,9

în care :

p_{ef} este presiunea medie verticală pe teren, rezultată prin împărțirea componentei verticale a rezultantei încărcărilor de calcul (provenită din gruparea specială de calcul cea mai defavorabilă) la suprafața redusă a fundației, în kPa ;

p_{cr} — presiunea critică, în kPa, calculată cu formula

$$p_{cr}=\gamma\, B' N_\gamma \lambda_\gamma + q\, N_q \lambda_q + c\, N_c \lambda_c, \tag{10.25}$$

unde :

γ reprezintă greutatea volumică de calcul a stratelor de pămînt de sub talpa fundației, în kN/m^3 ;

B' — lățimea redusă a tălpii fundației, în kN/m^3 ;

$N_\gamma, N_q\, N_c$ — coeficienți de capacitate portantă, care depind de valoarea de calcul a unghiului de frecare interioară Φ al stratelor de pămînt de sub talpa fundației (tab. 10.3) ;

q — supraîncărcarea de calcul care acționează la nivelul tălpii fundației, lateral față de fundație, în kPa ;

c — valoarea de calcul a coeziunii stratelor de pămînt de sub talpa fundației, în kPa ;

$\lambda_c, \lambda_\gamma, \lambda_q$ — coeficienții de formă ai tălpii fundației (tab. 10.4).

În cazul prezenței sub fundație a unei stratificații în care caracteristicile de rezistență la forfecare nu variază cu mai mult de 50%, se pot adopta, pentru calculul capacității portante, valori Φ, c și γ ca medii ponderate cu contribuția fiecărui strat.

Grosimea volumului de pămînt de sub fundație ale cărui caracteristici geotehnice Φ, c și γ intervin în stabilirea presiunii critice p_{cr} poate fi exprimată astfel

$$t=B\, f(\Phi)\quad [m], \tag{10.26}$$

TABELUL 10.4

Coeficienţii de formă ai tălpii fundaţiei

Forma fundaţiei	λ_c, λ_q	λ_γ
Continuă	1,0	1,0
Dreptunghiulară B/L	$1+0{,}3\frac{B'}{L'}$	$1-0{,}4\frac{B'}{L'}$
Pătrată, circulară	1,3	0,6

în care :

t este grosimea volumului de pămînt determinat, în m ;
B — lăţimea fundaţiei, în m ;
$f(\Phi)$ — coeficient adimensional în funcţie de unghiul de frecare interioară a stratului de pămînt în contact cu talpa fundaţiei (tab. 10.5).

În cazul în care în cuprinsul zonei active la o adîncime z măsurată de la talpa fundaţiei apare un strat moale, avînd rezistenţa la forfecare sub 50% din valoarea rezistenţei la forfecare a stratelor superioare, se verifică capacitatea portantă a acestui strat ca şi cînd fundaţia dată s-ar rezema direct pe stratul moale, transmiţîndu-i o presiune efectivă egală cu presiunea verticală la cota z, provenită din încărcarea reală aplicată la cota de fundare.

În condiţiile în care nivelul apei subterane se găseşte deasupra cotei de fundare sau în cuprinsul zonei de pămînt dintre talpa fundaţiei şi adîncimea t, se ţine seama de reducerea greutăţii volumice a pămîntului prin efectul submersării.

Dimensiunile reduse ale tălpii fundaţiei L' şi B' se determină cu formulele

$$L'=L-2e_1 \quad [\mathrm{m}], \tag{10.27}$$

$$B'=B-2e_2 \quad [\mathrm{m}], \tag{10.28}$$

în care :

L şi B sînt dimensiunile tălpii fundaţiei, în m ;
e_1 şi e_2 — excentricităţile rezultantei încărcării de calcul faţă de axa transversală, respectiv faţă de axa longitudinală a tălpii fundaţiei, în m.

Suprafaţa redusă este $A=L'B'$ [m²].

Excentricităţile maxime admise pentru rezultantele încărcărilor din grupări speciale vor fi limitate astfel încît secţiunea activă a suprafeţei tălpii fundaţiei să se extindă cel puţin pînă în dreptul centrului de greutate al acesteia.

La fundaţiile dreptunghiulare se va urmări respectarea condiţiei

$$\frac{e_1^2}{L^2}+\frac{e_2^2}{B^2}\leqslant\frac{1}{9}. \tag{10.29}$$

TABELUL 10.5

Coeficientul $f(\Phi)$

Φ	$f(\Phi)$	Φ	$f(\Phi)$
0°	0,70	25°	1,00
5°	0,75	30°	1,10
10°	0,80	35°	1,30
15°	0,85	40°	1,70
20°	0,92	45°	2,20

La fundațiile circulare se va urmări respectarea condiției :

$$\frac{e}{r} \leq 0{,}59, \qquad (10.30)$$

în care :

r este raza fundației, în m ;
e — excentricitatea rezultantei încărcărilor de calcul, în m.

În cazul în care înclinarea rezultantei încărcărilor de calcul față de verticală depășește 5° ($H > 0{,}1\ V$) se ține seama de înclinarea încărcării.

În cazul în care este posibilă deplasarea fundației sub acțiunea componentei orizontale a acțiunii de calcul, se efectuează verificarea la alunecare după formula

$$H < m_h \mu V \quad [\text{kN}], \qquad (10.31)$$

în care :

V și H reprezintă componentele verticală, respectiv orizontală a rezultantei încărcărilor de calcul la nivelul tălpii fundației, în kN ;
m_h — coeficientul condițiilor de lucru, egal cu 0,8 ;
μ — coeficientul de frecare pe talpa fundației.

Coeficientul de frecare μ se determină prin încercări de teren sau de laborator. În lipsa unor rezultate experimentale se pot adopta valorile din tabelul 10.6.

În cazul în care, sub acțiunea forțelor orizontale preluate de fundație, este posibilă apariția unei suprafețe de alunecare printr-un strat de pămînt de sub fundație, se verifică ca eforturile tangențiale dezvoltate în teren să nu depășească rezistența la forfecare a acestuia.

În cazul construcțiilor fundate pe un teren cu o pantă mai mare de 20% sau pe o platformă mărginită de un taluz, se verifică stabilitatea locală a fundației cît și stabilitatea generală la alunecare pe suprafețe circular-cilindrice de alunecare. Pentru verificarea stabilității generale se recomandă metoda fîșiilor, respectîndu-se relația,

$$M_r < m_r \cdot M_s \quad [\text{kN} \cdot \text{m}], \qquad (10.32)$$

în care :

M_r este momentul de răsturnare al prismei de pămînt în raport cu centrul suprafeței de cedare circular-cilindrice cea mai defavorabilă, în kN·m ;
M_s — momentul de stabilitate al prismei de pămînt în raport cu același centru, în kN·m ;
m_r — coeficient al condițiilor de lucru, egal cu 0,8.

TABELUL 10.6

Coeficientul de frecare μ

Denumirea pămîntului	μ
Argile :	
$I_C < 0{,}75$	0,25
$I_C \geq 0{,}75$	0,30
Argile nisipoase și nisipuri argiloase	0,30
Nisipuri fine prăfoase	0,40
Pietrișuri, prundișuri, nisip mare	0,50
Terenuri stîncoase	0,60

În cazul platformelor mărginite de un taluz stabil, construcțiile fundate pe ele se verifică la stabilitatea generală dacă distanța de la marginea fundației la creasta taluzului este mai mică de 6 ori decît dimensiunea fundației măsurată pe direcția probabilă a alunecării sau mai mică de 10 m.

La construcțiile din clasele de importanță III, IV (tab. 10.7) fundate pe unul din tipurile de teren indicate în tabelul 10.8, cînd studiul geotehnic nu cuprinde datele necesare pentru efectuarea calculului la starea limită de deformații, calculul terenului de fundare se poate face pe baza presiunilor convenționale de calcul.

Presiunea convențională de calcul a terenului se determină din tabelul 10.9. Datele din tabel se referă la o adîncime de fundare cuprinsă între 1,0 și 2,0 m și pentru o lățime a fundației de 0,60 . . . 1,0 m. Valorile din tabel sînt date pentru diferite tipuri de teren de fundare funcție de caracteristicile principale ale acestora.

TABELUL 10.7

Caracterizarea construcțiilor funcție de clasa de importanță

Clasa de importanță	Caracterizare
I	Construcții de importanță deosebită : construcții monumentale, clădiri care adăpostesc bunuri cultural-artistice de mare valoare, construcții de primă necesitate în caz de cutremur, construcții a căror ieșire din funcțiune are o influență deosebită asupra economiei naționale
II	Construcții de importanță curentă (toate construcțiile cu excepția celor din clasele I, III, IV)
III	Construcții a căror funcțiune nu duce la aglomerări de oameni sau care nu adăpostesc utilaje și alte bunuri greu de înlocuit Construcțiile complexelor industriale agrozootehnice
IV	Construcții puțin importante destinate a adăposti bunuri de mică valoare și un personal restrîns de deservire cu acces nepermanent

TABELUL 10.8

Tipuri de teren

1. Pămînturi macrogranulare, conținînd mai puțin de 40% nisip și mai puțin de 30% argilă, în condițiile unei stratificații practic uniforme și orizontale
2. Pămînturi nisipoase, inclusiv nisipuri prăfoase, îndesate sau de îndesare medie, în condițiile unei stratificații practic uniforme și orizontale
3. Nisipuri argiloase și prafuri argiloase avînd $e \leq 0,7$ și $I_C \geq 0,5$ în condițiile unei stratificații practic uniforme și orizontale
4. Argile nisipoase și argile prăfoase avînd $e \leq 1,0$ și $I_C \geq 0,5$ în condițiile unei stratificații practic uniforme și orizontale
5. Argilă avînd $e \leq 1,1$ și $I_C \geq 0,5$ în condițiile unei stratificații practic uniforme și orizontale
6. Roci semistîncoase în condițiile unei stratificații practic orizontale
7. Orice combinație între stratificațiile de la punctele anterioare
8. Umpluturi de proveniență cunoscută, conținînd materii organice sub 10%

TABELUL 10.9

Presiunea convențională de calcul

Denumirea terenului de fundare	p_{conv}, în kPa
Roci stîncoase	
1. Stîncă în formă de masiv compact, fără crăpături sau goluri	$\frac{\sigma_{rcs}}{6}$ a)
2. Stîncă crăpată constînd din blocuri nelegate	900...2 000
Roci semistîncoase	
1. Marne, marne argiloase și argile marnoase compacte	350...1 100 b)
2. Șisturi argiloase, argile șistoase și nisipuri cimentate	600...850 b)
Pămînturi necoezive	
1. Bolovănișuri cu interspațiile umplute cu nisip și pietriș	850
2. Blocuri cu interspațiile umplute cu pămînturi argiloase	350...600 c)
3. Pietrișuri curate (din fragmente de roci cristaline)	750
4. Pietrișuri cu nisip	650
5. Pietrișuri din fragmente de roci sedimentare	360...500 c)
6. Pietrișuri cu nisip argilos	350...500 c)

Denumirea terenului de fundare	p_{conv}, în kPa	
	Îndesate	Îndesare medie d)
7. Nisip mare	750	600
8. Nisip mijlociu	600	500
9. Nisip fin: umed	500	350
foarte umed și saturat	350	250
10. Nisip fin prăfos: uscat	400	300
umed	300	250
foarte umed și saturat	250	150

Pămînturi coezive d), e)	Indicele porilor	Consistența	
		$I_C=0,5$	$I_C=1$
1. Nisip argilos, praf argilos	0,5	400	425
	0,7	300	350
2. Argilă nisipoasă sau prăfoasă	0,5	400	425
	0,7	300	350
	1,0	225	300
3. Argile	0,5	725	850
	0,6	575	725
	0,8	350	425
	1,0	250	350

Tabelul 10.9 (continuare)

Denumirea terenului de fundare	p_{conv}, kPa			
Umpluturi	Pămînturi nisipoase și zguri cu excepția nisipurilor prăfoase		Nisipuri prăfoase, prafuri argiloase, pămînturi vegetale	
	$S_r=0,5$	$S_r=0,8$	$S_r=0,5$	$S_r=0,8$
1. Umpluturi și depozite din pămînturi omogene realizate și compactate organizat (perne, ramblee)	250	200	180	150
2. Depozite omogene rezultate în urma unor activități sistematice de depunere de pămînturi și reziduuri minerale, compactate controlat	250	200	180	150
3. Depozite omogene rezultate în urma unor activități sistematice de depunere de pămînturi și reziduuri minerale necompactate	180	150	120	100

Observații : a) σ_{rcs} reprezintă rezistența la rupere la compresiune a rocii în stare saturată, determinată pe epruvete cubice conform STAS 6200/5-71.

b) În intervalul indicat, valorile se aleg ținînd seama de compactitatea și de starea de degradare a rocii semistîncoase. Ele nu variază cu adîncimea de fundare și dimensiunile în plan ale fundațiilor.

c) În intervalul indicat, valorile se aleg ținînd seama de consistența pămîntului argilos aflat în interspații, interpolînd între valorile minime pentru $I_C=0,5$ și maxime, corespunzînd lui $I_C=1$.

d) În cazul în care datorită naturii pămîntului nu este posibilă prelevarea de probe netulburate, stabilirea gradului de îndesare sau de consistență se poate face pe baza rezultatelor penetrării dinamice.

e) La pămînturi coezive avînd valori intermediare ale indicelui de consistență I_C și ale indicelui porilor e, se admite interpolarea liniară a valorii presiunii convenționale de calcul pe terenul de fundare de sub talpa fundației, după I_C și după e succesiv.

Pentru pămînturile argiloase avînd $I_C>1$, valoarea p_{conv} se va alege astfel :

— pentru nisipuri argiloase, valorile p_{conv} corespunzătoare lui $I_c=1$,

— pentru prafuri argiloase, argile prăfoase, argile, valorile din coloana $I_C=1$ se majorează cu 20%.

La construcțiile cu subsol se adoptă pentru presiunile convenționale de calcul valorile corespunzătoare celei mai mici dintre valorile D sau D', unde :

D este adîncimea de fundare măsurată de la cota terenului sistematizat, la exteriorul zidului de subsol ;

$D'=q/\gamma$, în care : q este supraîncărcarea permanentă aplicată la nivelul tălpii fundației în partea interioară a zidului de subsol, în kPa ; γ — greutatea volumică de calcul a straturilor situate deasupra tălpii fundației, la interiorul zidului de subsol, în kN/m³.

Pentru fundațiile avînd lățimea tălpii $B\geqslant 5$ m, valorile din tabel se majorează astfel :

— la bolovănișuri, pietrișuri și pămînturi nisipoase cu excepția nisipurilor prăfoase cu 50%;

— la nisipuri prăfoase și pămînturi argiloase cu 20%.

Pentru $1,0<b<5$m se interpolează liniar valorile din tabel și cele corespunzătoare la $B=5$m.

Pentru adîncimi de fundare cu $D>2,0$ m valoarea p se calculează cu formula :

$$p_{conv}\ D>2=p_{conv}+K\gamma(D-2),$$

în care : p_{conv} este presiunea convențională de calcul (tab. 10.9)

K — un coeficient (tab. 10.10),

γ — greutatea volumică de calcul a straturilor situate deasupra nivelului tălpii fundației (calculată ca medie ponderată cu grosimea straturilor), în kN/m³.

Pentru $D<1$ m, p se determină prin interpolare între valoarea p_{conv} stabilită pentru $D=1$ m și 0,5 p_{conv} pentru $D=0$ m.

TABELUL 10.10

Valorile coeficientului K pentru calculul presiunii convenționale pentru adîncimi de fundare mai mici de 2 m

Denumirea pămîntului	K
Bolovănișuri, pietrișuri și pămînturi nisipoase (cu excepția nisipurilor prăfoase)	2,5
Nisipuri prăfoase cu excepția argilelor	2,0
Argile	1,5

CAPITOLUL 11

STABILITATEA TALUZURILOR

11.1. PROBLEME GENERALE

Prin taluz se înțelege o suprafață înclinată care mărginește un rambleu sau un debleu. Un versant este fiecare din cele două coaste ale unui munte sau ale unui deal. Taluzul poate fi de proveniență naturală sau artificială. În ceea ce privește lungimea lor, taluzurile se caracterizează, de obicei, printr-o lungime relativ mică în comparație cu un versant, la care lungimea poate atinge și cîțiva kilometri.

O problemă importantă în practică este aprecierea gradului de stabilitate a taluzurilor și dimensionarea lor în așa fel încît ele să nu-și piardă stabilitatea pe tot timpul existenței lor. Hotărîtoare în asigurarea stabilității taluzului sînt înclinarea pe care o are față de planul orizontal și forma sa.

Sub acțiunea forțelor, în taluz apare o stare de tensiuni a căror mărime este funcție de aceste forțe și, în momentul în care într-un punct aceste tensiuni depășesc rezistența materialului din care este alcătuit taluzul, apare aici o rupere prin alunecare. Această stare de rupere poate fi provocată fie de creșterea solicitărilor sau de scăderea rezistenței materialului din taluz, fie din ambele cauze.

Forțele care acționează asupra taluzurilor sînt : forța gravitației, antrenarea hidrodinamică, cutremurele de pămînt și supraîncărcării care se aplică la suprafața sa. Forța gravitației este funcție de greutatea volumică a pămîntului și depinde de toți factorii care influențează mărimea acestei greutăți. Rezistența pămîntului din care este alcătuit taluzul este determinată de indicii rezistenței sale la forfecare.

Apărînd ruperea într-un punct din taluz, surplusul de tensiuni care nu mai poate fi preluat de pămînt în punctul respectiv este preluat de zonele vecine, avînd loc astfel o redistribuire de tensiuni, care, dacă nu sînt asigurate condițiile de rezistență pe total, duce la o rupere progresivă. Punctele de rupere se îndesesc, suprafețele de rupere locale se racordează unele cu altele și apare o suprafață continuă pe care masivul situat dea-

supra ei se deplasează în sensul de acțiune a componentei spre aval a greutății sale pînă ce își găsește o nouă poziție de echilibru.

Suprafața pe care are loc deplasarea poartă denumirea de *suprafață de alunecare*. În realitate ea nu este o suprafață ci o zonă de o anumită grosime în care a fost depășită rezistența la forfecare a terenului. În practică s-a constatat că suprafața poate fi aproximată cu o suprafață cilindrică, avînd ca directoare o curbă oarecare. Forma acestei suprafețe depinde foarte mult de gradul de omogenitate al taluzului. În cazul în care el este alcătuit din straturi eterogene, forma suprafețelor de alunecare depinde de proprietățile pămînturilor ce alcătuiesc stratificația. Cînd stratul de bază este de natură stîncoasă planul de separație este determinat de suprafața stîncii.

11.2. VERIFICAREA STABILITĂȚII TALUZURILOR

Pentru verificarea stabilității unui taluz se pot aborda două căi :

— rezolvarea teoretică a problemei, pornind de la ecuațiile de echilibru-limită și condițiile de contur specifice problemei analizate ;

— un studiu static al echilibrului general al masivului, presupunînd în mod anticipat o anumită formă pentru directoarea suprafeței de alunecare, denumită curent *linie de alunecare,* care se presupune că se produce instantaneu în toată masa de pămînt.

Prima cale dă soluții exacte, poate fi aplicată însă numai la un masiv omogen și izotrop. Calea a doua poate fi aplicată în condiții foarte variate, deoarece în cadrul ei se poate ține seama de stratificația din taluz, de diferitele sarcini exterioare care acționează asupra taluzului, de acțiunea hidrodinamică a apei și de sarcinile seismice.

Formele cel mai des utilizate de linii de alunecare sînt : linii drepte, linii poligonale, arce de cerc și spirale logaritmice.

11.2.1. SOLUȚIA EXACTĂ

În figurile 11.1 și 11.2 se dă forma liniilor de alunecare obținute pe baza calculului teoretic pentru un masiv cu greutate și un masiv lipsit de greutate asupra căruia acționează o supraîncărcare. Unghiul 2μ reprezintă unghiul constant pe care-l fac liniile de alunecare între ele și care are valoarea $\frac{\pi}{2} - \Phi$.

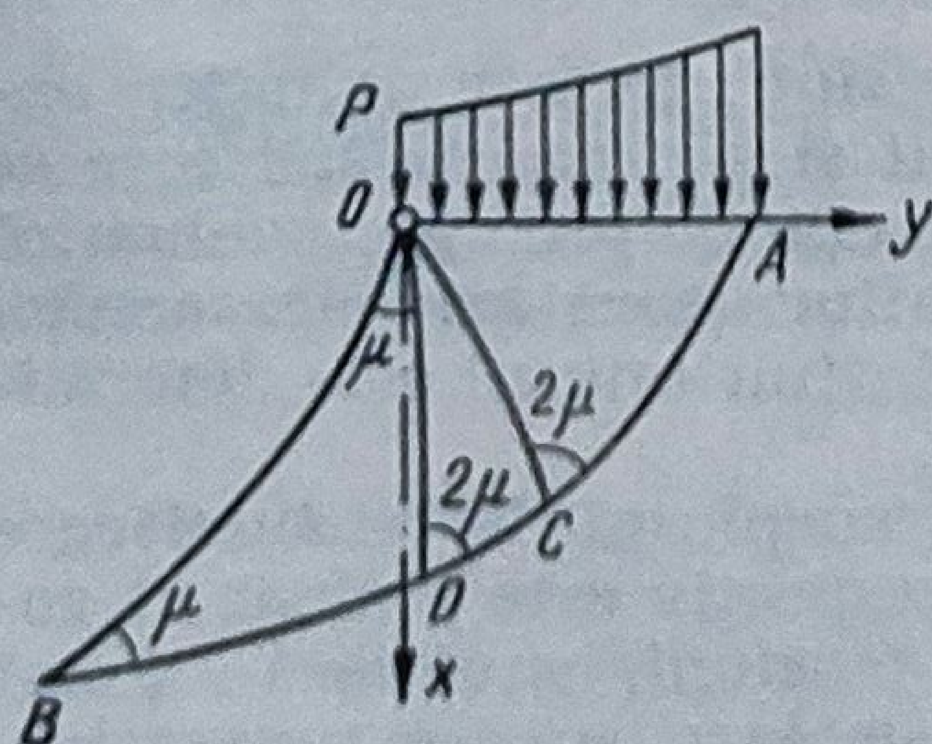


Fig. 11.1. Linii de alunecare în cazul unui masiv cu greutate.

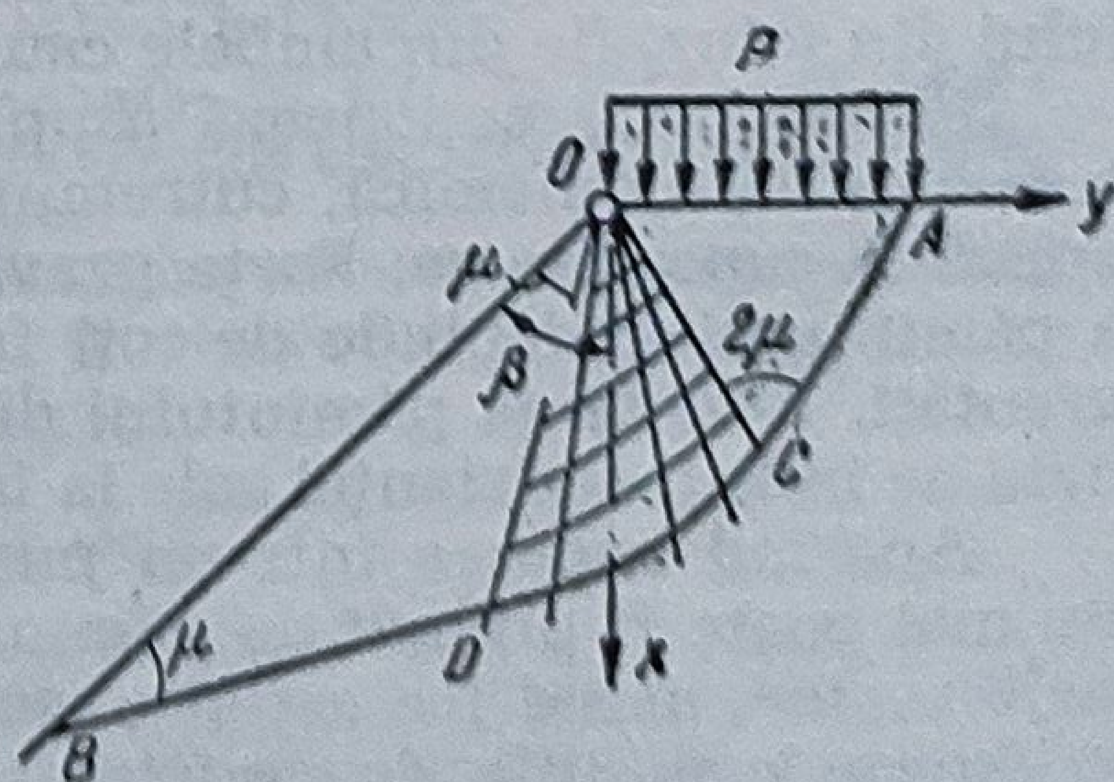


Fig. 11.2. Linii de alunecare în cazul unui masiv lipsit de greutate.

11.2.2. LINII DE ALUNECARE DE O FORMĂ DATĂ

11.2.2.1. **Linia de alunecare este o dreaptă.** În cazul în care directoarea suprafeței de alunecare este o linie dreaptă (fig. 11.3) prisma de pămînt ABC va fi echilibrată atunci cînd rezistența pămîntului în lungul suprafeței de alunecare va fi mai mare decît componenta tangențială a greutății prismei de pămînt.

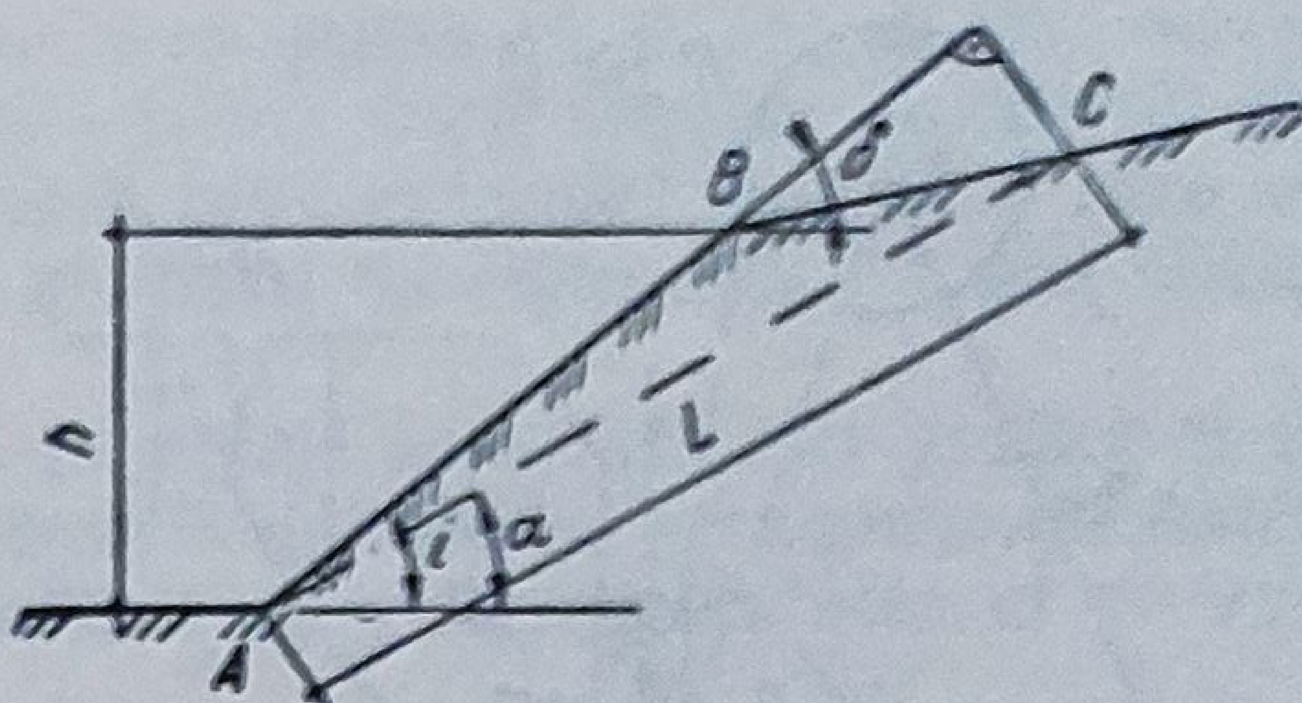


Fig. 11.3. Suprafață de alunecare plană.

Ecuația de echilibru se poate scrie sub forma

$$G \sin \alpha = G \cos \alpha \operatorname{tg} \Phi + cL, \tag{11.1}$$

în care :

G este greutatea prismei de pămînt ;
α — unghiul de înclinare al planului de alunecare față de orizontală ;
Φ — unghiul de frecare interioară al pămîntului ;
c — coeziunea pămîntului ;
L — lungimea planului de alunecare.

S-a presupus că atît unghiul de frecare interioară cît și coeziunea sînt uniform distribuite în pămînt în lungul suprafeței de alunecare.

Greutatea prismei de pămînt se poate calcula cu relația

$$G = \frac{1}{2} \gamma \frac{h}{\sin i} L \sin (i - \alpha).$$

Introducînd expresia lui G în ecuația de echilibru și grupînd termenii se obține expresia

$$\frac{1}{2} \gamma \frac{h}{\sin i \cos \Phi} \sin (i - \alpha) \sin (\alpha - \Phi) = c \tag{11.2}$$

Derivînd expresia (11.2) în raport cu α și anulînd derivata se obține valoarea α pentru care membrul întîi este maxim, și anume

$$\alpha = \frac{i + \Phi}{2}.$$

Introducînd această valoare în relația (11.1) și regrupînd termenii rezultă

$$\frac{\gamma_h}{c} = N_s = \frac{2 \sin i \cos \Phi}{\sin^2 \left(\frac{i - \Phi}{2}\right)}. \tag{11.3}$$

N_s poartă denumirea de coeficient de stabilitate și se poate calcula din datele inițiale ale problemei. Cînd se cere ca din relația (11.2) să se determine care este înălțimea admisibilă a unui taluz de o înclinare dată, valorile Φ și c se vor reduce cu un coeficient de siguranță S.

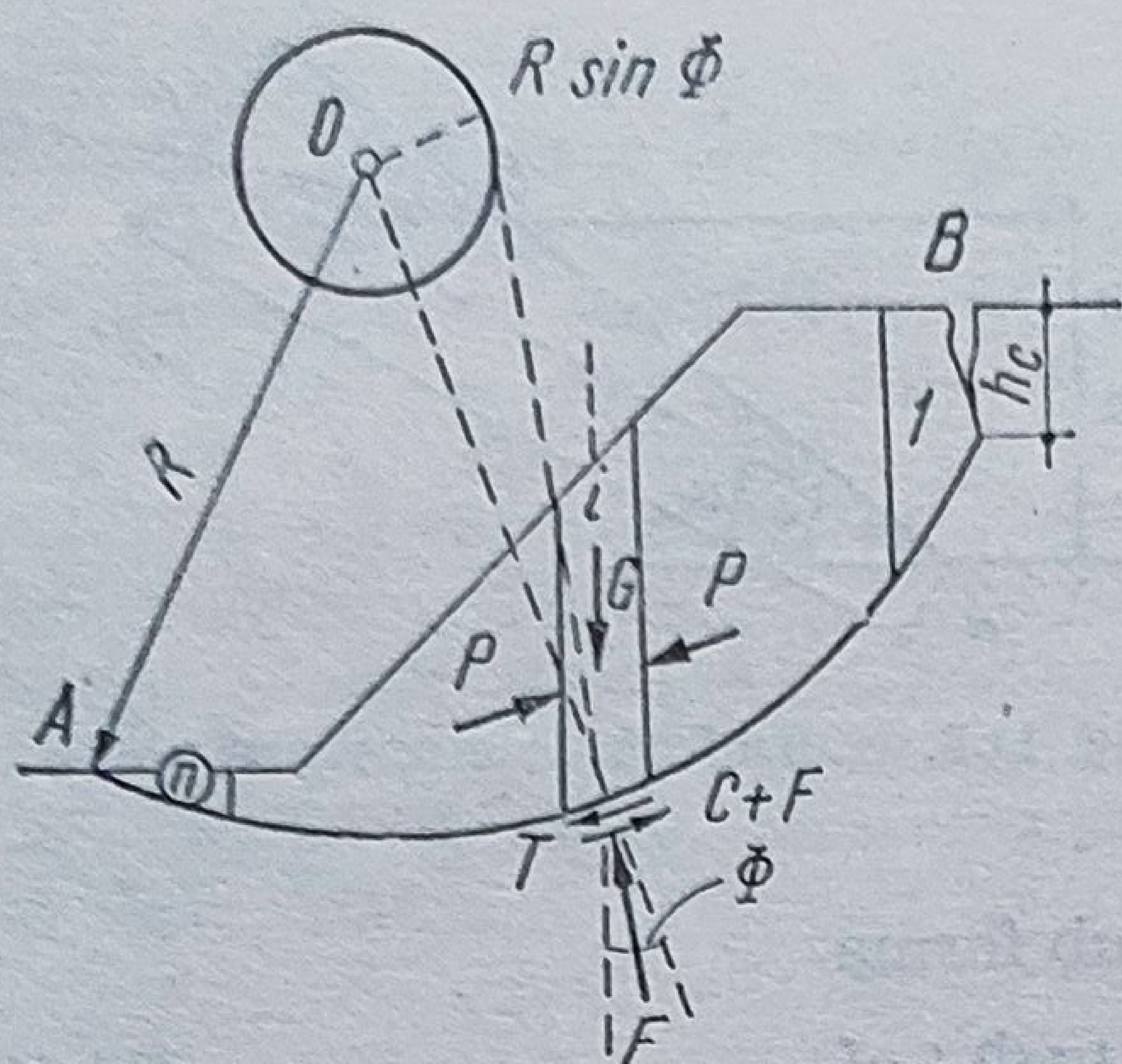


Fig. 11.4. Suprafață de alunecare cilindrică circulară. Metoda fîșiilor.

11.2.2.2. **Linia de alunecare este un cerc.** Bazat pe observația că suprafața de alunecare la pămînturi argiloase se apropie foarte mult de o suprafață cilindrică circulară, s-au elaborat o serie de metode de calcul care presupun o linie de alunecare sub forma unui cerc.

Aceste metode pot fi împărțite în două grupe :

— metode care consideră echilibrul unor volume elementare verticale luate în ansamblu ;

— metode care consideră echilibrul întregului masiv care lucrează ca un tot.

În cadrul primei grupe masivul se împarte în fîșii verticale suficient de înguste ca să se poată considera că împingerile pe pereții verticali ai fîșiilor se echilibrează reciproc. Prima fîșie se notează cu *1*, înălțimea ei determinîndu-se din adîncimea fisurii care poate să apară la partea superioară a versantului. Ea se poate calcula cu relația

$$h_c = \frac{2c}{\gamma} \operatorname{tg}\left(45° + \frac{\Phi}{2}\right), \tag{11.4}$$

Cercul de rupere se duce în mod arbitrar prin partea de jos a crăpăturii (fig. 11.4).

Greutatea G_i a fîșiei este echilibrată de reacțiunea terenului.

Forțele care asigură stabilitatea unei fîșii sînt C și F (coeziunea care se dezvoltă pe suprafața de alunecare de la baza fîșiei și frecarea de pe aceeași suprafață). Forța care provoacă deplasarea fîșiei este componenta tangențială a greutății fîșiei T.

Se definește drept grad de siguranță la alunecare a taluzului după cercul considerat raportul dintre momentul forțelor care asigură stabilitatea masivului așezat deasupra suprafeței de alunecare și momentul forțelor care produc alunecarea lui. Momentele se iau față de centrul *0* al cercului de alunecare. Explicitînd valorile forțelor și luînd în considerație echilibrul întregului ansamblu de fîșii se obține expresia

$$S = \frac{\Sigma\,(G_i \cos\alpha_i \operatorname{tg}\Phi_i + c_i\,\Delta s_i)\,R}{\Sigma G_i \sin\alpha_i\,R} = \frac{\Sigma\,(G_i \cos\alpha_i \operatorname{tg}\Phi_i + c_i\,\Delta s_i)}{\Sigma G_i \sin\alpha_i} \tag{11.5}$$

în care :

G_i este greutatea fîșiei i ;

α_i — unghiul dintre verticala prin centrul *0* și normala la cerc care trece prin mijlocul bazei fîșiei i ;

c_i — coeziunea pămîntului la baza fîșiei i ;

Φ_i — unghiul de frecare interioară al materialului de la baza fîșiei i ;

Δs_i — lungimea arcului reprezentînd baza fîșiei i.

Frecarea și coeziunea se presupune că se repartizează uniform pe baza fîșiei i.

Cercul fiind ales în mod arbitrar s-ar putea să existe și alte cercuri care să dea un grad de siguranță mai redus decît cercul considerat. Din acest motiv, problema trebuie rezolvată prin încercări succesive care vor putea determina cercul cu valoarea gradului de siguranță cel mai scăzut, denumit *cerc periculos*.

Pentru reducerea numărului de încercări s-au întocmit grafice și tabele care permit o determinare mai ușoară a gradului de siguranță. Astfel, dacă se notează cu h_{im} înălțimea medie a unei fîșii, greutatea ei va avea expresia

$$G_i = b h_{im} \gamma.$$

De asemenea, dacă se asimilează arcul de cerc de la baza fîșiei cu coarda corespunzătoare se poate scrie

$$\Delta s_i = \frac{b}{\cos \alpha_i}.$$

Făcînd înlocuirile în expresia (11.5) și reducînd termenii asemenea se obține

$$S = \frac{\Sigma h_{im} \cos \alpha_i \operatorname{tg} \Phi_i}{\Sigma h_{im} \sin \alpha_i} + \frac{\Sigma c_i}{\Sigma h_{im} \sin \alpha_i \cos \alpha_i} \cdot \frac{1}{\gamma}. \tag{11.6}$$

Dacă masivul de pămînt este omogen, $\operatorname{tg} \Phi_i = \operatorname{tg} \Phi$ și $c_i = c$, se obține :

$$S = tg\ \Phi \frac{\Sigma h_{im} \cos \alpha_i}{\Sigma h_{im} \sin \alpha_i} + \frac{c}{\gamma} \cdot \frac{1}{\Sigma h_{im} \sin \alpha_i \cos \alpha_i}. \tag{11.7}$$

Notînd expresiile care înmulțesc pe $\operatorname{tg} \Phi$ și c/γ cu A și B relația anterioară devine

$$S = A \operatorname{tg} \Phi + \frac{c}{\gamma_h} B. \tag{11.8}$$

A și B sînt coeficienți care depind de caracteristicile geometrice ale taluzului și de faptul dacă alunecarea se face prin piciorul taluzului (alunecare prin piciorul taluzului) sau sub acesta (alunecare de bază). Valorile coeficienților A și B sînt dați în tabelul 11.1. Gradul de siguranță trebuie să fie cuprins între 1,5 și 2,0. În cazul unui teren neomogen se admite să se introducă în calcul un unghi de frecare și o coeziune calculate ca medii ponderate, ponderile fiind reprezentate prin lungimile arcelor de alunecare corespunzătoare diferitelor straturi.

În unele situații în care apa din porii pămîntului se află sub tensiune trebuie ținut seama de acest fapt în calculul stabilității taluzurilor și a versanților. Tensiunile normale sau forțele normale care acționează pe o suprafață din masivul de pămînt trebuie calculate luînd în considerare tensiunile din apă și sensul lor față de tensiunile normale provenind din încărcări. Avînd în vedere faptul că tensiunile în apă sînt de natura unui tensor sferic, valoarea lor se va adăuga sau se va scădea din tensiunile normale.

În această situație, mărimea tensiunii normale în pămînt se va calcula cu relația

$$\sigma' = \sigma - u, \tag{11.9}$$

iar forța corespunzătoare

$$N' = N - U \tag{11.10}$$

pentru cazul în care presiunea apei din pori este o compresiune.

TABELUL 11.1

Valoarea coeficienților A și B pentru calculul stabilității taluzurilor

Panta taluzului	Suprafața de alunecare trece prin piciorul taluzului		Suprafața de alunecare trece pe sub piciorul taluzului și are cotangenta orizontală la adîncimea de ...							
			$e=\frac{1}{4}h$		$e=\frac{1}{2}h$		$e=h$		$e=1\frac{1}{2}h$	
	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B
1 : 1	2,34	5,79	2,56	6,10	3,17	5,92	4,32	5,80	5,78	5,75
1 : 1 1/4	2,64	6,05	2,66	6,32	3,24	6,02	4,43	5,86	5,86	5,80
1 : 1 1/2	2,64	6,50	2,80	6,53	3,32	6,13	4,54	5,93	5,94	5,85
1 : 1 3/4	2,87	6,58	2,93	6,72	3,41	6,26	4,66	6,00	6,02	5,90
1 : 2	3,23	6,70	3,10	6,87	3,53	6,40	4,78	6,08	6,10	5,95
1 : 2 1/4	3,19	7,27	3,26	7,23	3,66	6,56	4,90	6,16	6,18	5,98
1 : 2 1/2	3,53	7,30	3,46	7,62	3,82	6,74	5,03	6,26	6,26	6,02
1 : 2 3/4	3,59	8,02	3,68	8,00	4,02	6,95	5,17	6,36	6,34	6,05
1 : 3	3,59	8,81	3,93	8,40	4,24	7,20	5,31	6,47	6,44	6,09

În aceste relații σ' și N' reprezintă tensiunile, respectiv forțele efective, σ și N — tensiunile respectiv forțele totale și u și U — presiunea apei din pori respectiv forța dezvoltată de presiunea apei din pori.

Rezolvarea problemei determinării gradului de siguranță a unui taluz prin studiul echilibrului său limită luat în ansamblu se poate obține prin metode analitice și grafice.

Una din metodele analitice constă în următoarele. Se consideră cazul unui taluz alcătuit din material ideal coeziv ($\Phi=0$), lipsit de frecare interioară. Metoda este cunoscută sub denumirea de metoda $\Phi=0$. Dacă se consideră un arc de cerc care trece prin piciorul taluzului care are o înclinare egală cu β și o înălțime H, în momentul echilibrului-limită este valabilă relația

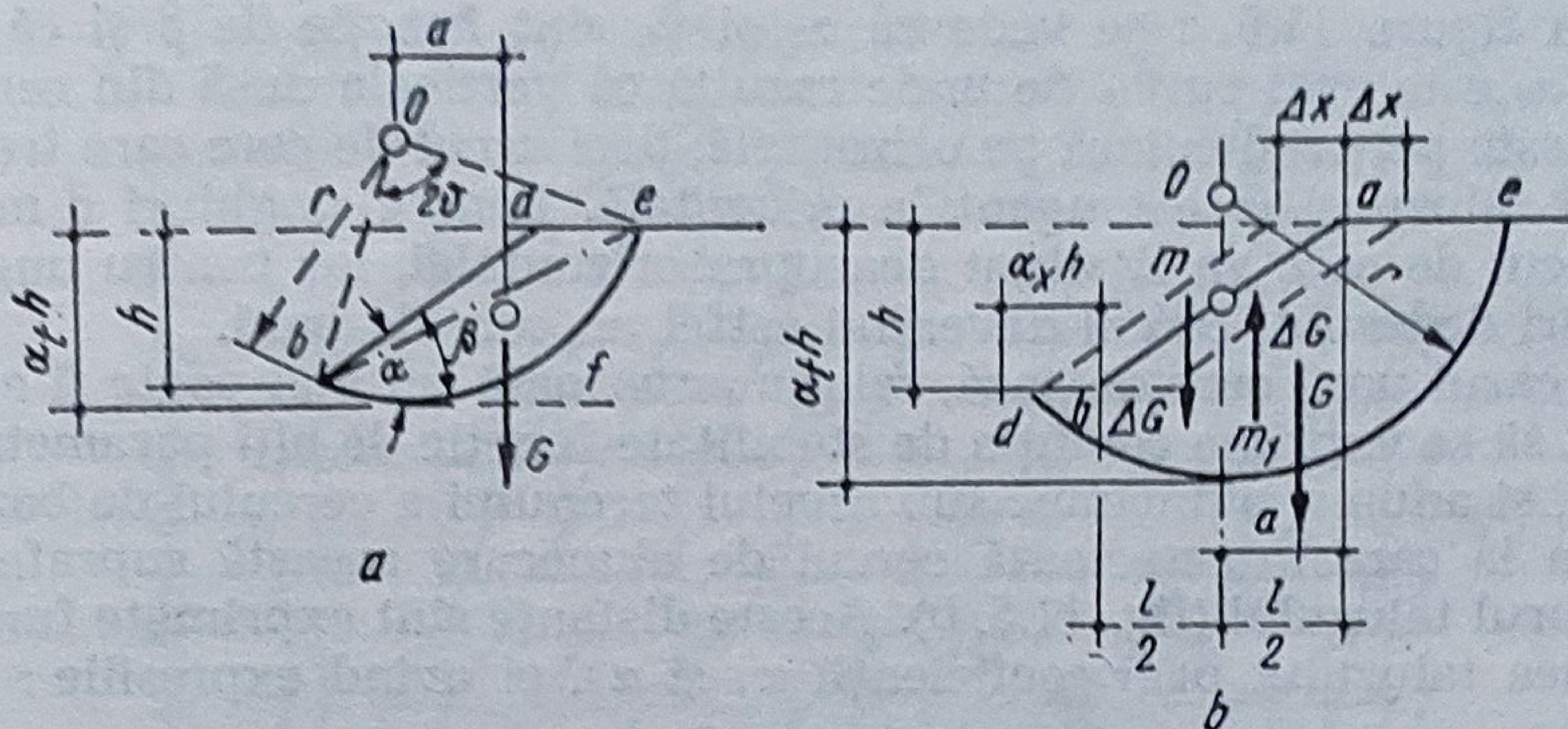
$$Ga-clr=0, \qquad (11.11)$$

în care :

- G este greutatea prismei de pămînt care alunecă ;
- a — distanța din centrul de greutate al prismei față de centrul de rotație, care coincide cu centrul cercului de alunecare ;
- c — coeziunea pămîntului ;
- l — lungimea arcului de alunecare ;
- r — raza cercului de alunecare.

Din această relație se poate deduce care este valoarea necesară a coeziunii pentru a asigura echilibrul-limită, care este

$$c=G\frac{a}{r\cdot l}. \qquad (11.12)$$



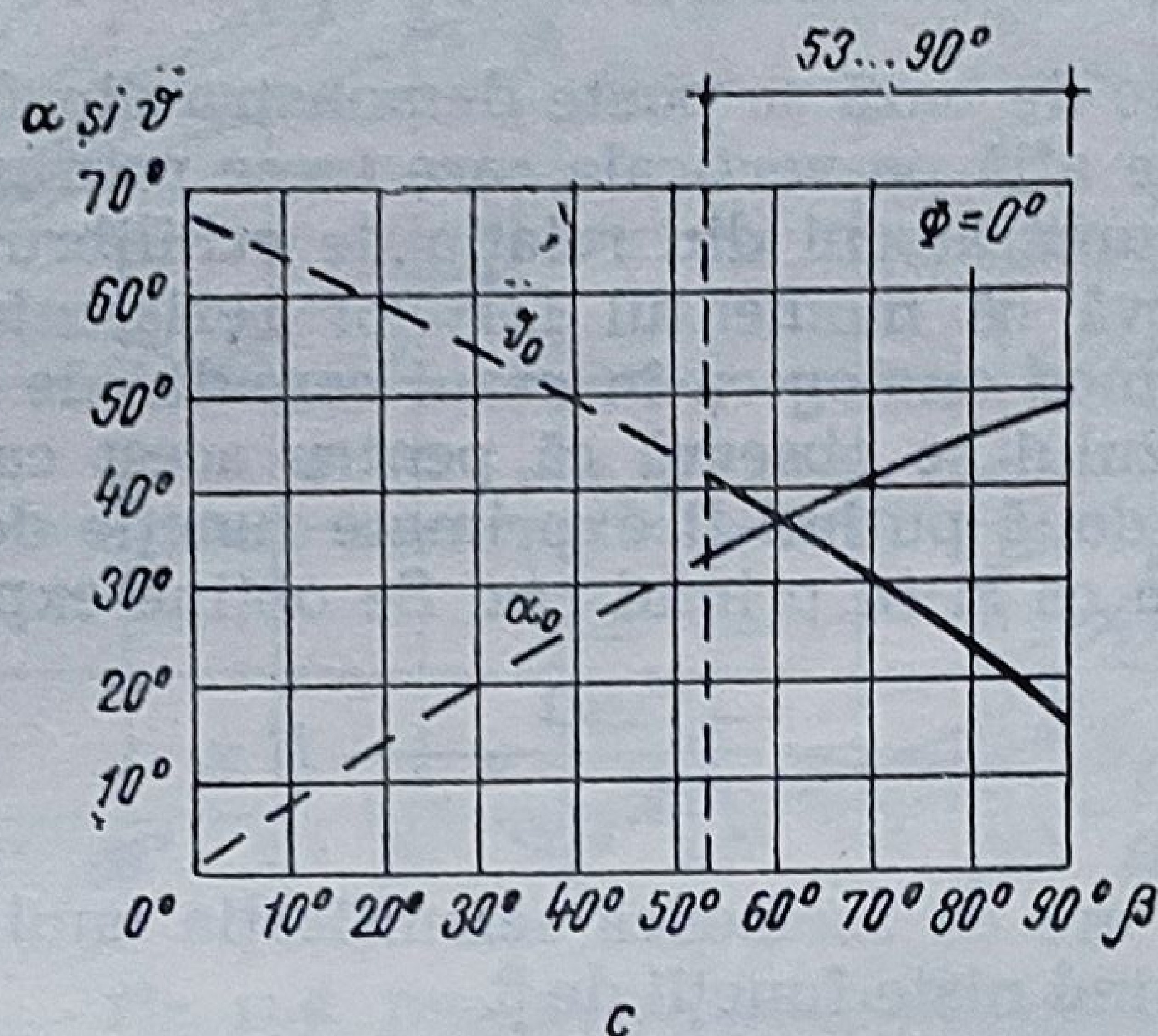


Fig. 11.5. Suprafața de alunecare cilindrică circulară. Studiul analitic din condițiile de echilibru pe ansamblu :

a — cerc de rupere prin piciorul taluzului; *b* — cerc de bază; *c* — corelația dintre α_0, ϑ_0 și β.

Scriind expresia analitică a greutății prismei de pămînt care alunecă (fig. 11.5, *a*), a distanței *a* precum și a produsului $r \cdot l$ se constată că toate trei sînt funcție de înălțimea taluzului și de greutatea volumică a pămîntului, astfel încît se poate scrie

$$c = \gamma h \frac{1}{F(\alpha, \beta, \vartheta)}. \tag{11.13}$$

Gradul minim de siguranță corespunde valorii maxime a coeziunii. Pentru un unghi dat al taluzului valoarea coeziunii care va satisface această condiție se obține derivînd funcția $F(\alpha, \beta, \vartheta)$ în raport cu α și ϑ și anulînd aceste derivate. Funcția va avea valoarea minimă $F(\alpha_0 \beta, \vartheta_0)$ care va depinde de unghiul taluzului β. Explicitînd valoarea acestei funcții care dă minimele, se obține relația

$$F(\alpha, \beta, \vartheta) = \frac{\gamma H}{c} = N_s, \tag{11.14}$$

unde :

N_s este o mărime adimensională care este funcție de β, denumită *coeficient de stabilitate*.

Din figura 11.5, *a* se vede că α_0 şi ϑ_0 sînt funcţie de β şi că pentru $\beta=60°$, α_0 este egal cu ϑ_0, de unde rezultă că verticala dusă din centrul de rotaţie este perpendiculară pe orizontală, deci arcul de cerc care trece prin piciorul taluzului este tangent la orizontală. Pentru unghiuri β mai mici ca ϑ arcul de cerc va fi situat deasupra orizontalei, iar pentru unghiurile mai mari dedesubt, cercul devenind astfel un cerc de bază.

În cazul unui cerc de bază, relaţia anterioară nu mai poate fi aplicată, urmînd să se exprime condiţia de stabilitate funcţie de alţi parametrii geometrici, şi anume, adîncimea sub nivelul terenului a cercului de bază α_t şi distanţa la care intersectează cercul de alunecare această suprafaţă faţă de piciorul taluzului (fig. 11.5, *b*). Aceste distanţe sînt exprimate funcţie de înălţimea taluzului prin coeficienţii α_t şi α_x, ei avînd expresiile :

$$\alpha_t=\frac{t+H}{H} \quad \text{şi} \quad \alpha_x=\frac{\overline{db}}{H}. \tag{11.15}$$

Pentru un cerc de bază se poate demonstra din figura 11.5, *b* că centrele periculoase se află pe verticala care trece prin mijlocul taluzului. În această situaţie, numărătorul din relaţia de echilibru scade. În toate trei situaţiile se observă că momentul forţelor rezistente rămîne constant.

Procedînd în mod analog ca în cazul cercului de alunecare care trece prin piciorul taluzului se observă că pentru acest caz variabilele sînt β, α_t şi α_x, ultimele două putînd fi exprimate funcţie de β prin intermediul condiţiei de minim ca şi în primul caz. Se obţine expresia

$$c=\frac{1}{f(\beta,\ \alpha_{x_0},\ \alpha_{t_0})}H\gamma, \tag{11.16}$$

în care numitorul are de asemenea semnificaţia unui coeficient de stabilitate, α_{x_0} şi α_{t_0} fiind nişte funcţii de β.

Dacă masivul respectiv are şi un unghi de frecare interioară pe lîngă coeziune, apare şi acest parametru în afară de β, ca un factor care influenţează stabilitatea taluzului.

Pentru a simplifica aplicarea practică a relaţiilor anterioare s-a întocmit o diagramă unde se reprezintă mărimea coeficientului de stabilitate în raport cu β şi cu Φ (fig. 11.6). Din diagramă se observă că parametrii α_t şi α_x au o influenţă numai pentru valori β mai mici decît 53°. Pentru valori mai mari rezultă deci că cercul cel mai periculos va trece prin piciorul taluzului. Se observă, de asemenea, că pentru unghiuri β mai mari de 53° creşterea unghiului de frecare interioară sporeşte coeficientul de stabilitate.

Dacă unghiul taluzului este mai mic de 53° există două posibilităţi funcţie de forma pe care o are terenul în dreptul piciorului taluzului. Dacă terenul este orizontal, se produce ruperea după un cerc de bază. Dacă terenul este în contrapantă, cercurile de alunecare vor trece prin piciorul taluzului, coeficientul de stabilitate luîndu-se după curba *ABb*.

În ceea ce priveşte influenţa factorului de adîncime α_t se observă că pentru $\Phi=0$ creşterea lui duce la scăderea coeficientului de stabilitate ajungînd la o valoare minimă la $\alpha_t=\infty$, cînd are valoarea 5.52. În acest caz, coeficientul de stabilitate este independent de unghiul β în domeniul 0 . . . 53° (linia *Ad*).

Sînt situaţii cînd sub nivelul terenului există o rocă de bază cu calităţi mecanice mult superioare în comparaţie cu stratul de suprafaţă, astfel că cercul de alunecare este obligat să rămînă deasupra acestui strat fiind

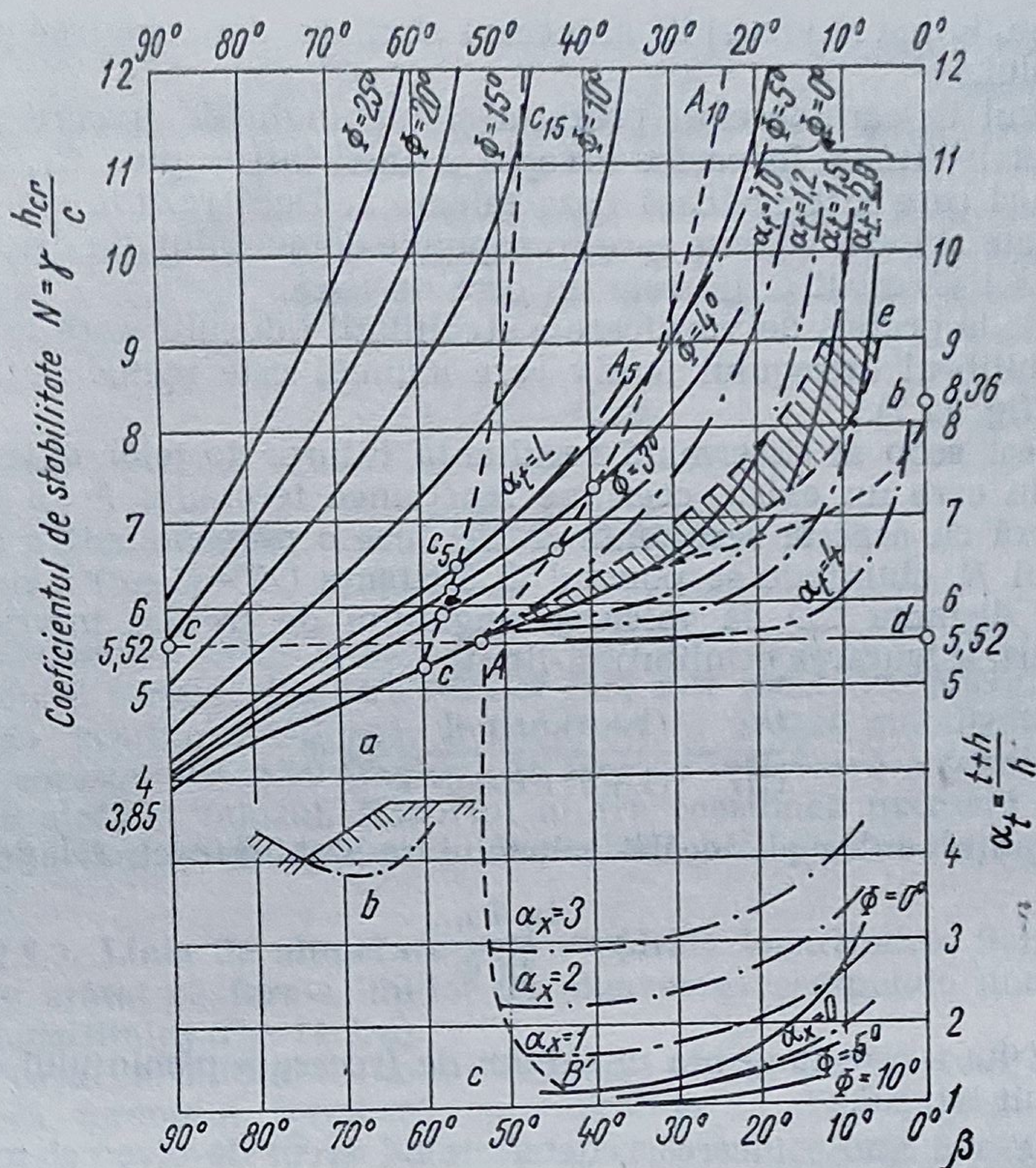


Fig. 11.6. Diagrama Terzaghi-Taylor :
a — corelaţia dintre N şi β funcţie de Φ şi α_t ; b — corelaţia pentru un taluz cu contrapantă; c — corelaţia dintre α_x şi α_t funcţie de Φ şi β.

cel mult tangent la suprafaţa sa. În cazul acesta factorul de adîncime are o valoare cunoscută.

Dacă unghiul Φ este mai mare decît 0 se obţin alte linii pentru coeficientul de stabilitate, care vor fi funcţie atît de factorul de adîncime cît şi de unghiul de frecare interioară. În figura 11.6 se observă că pentru un factor de adîncime egal cu unitatea şi un unghi de frecare interioară egal cu 5°, coeficientul de stabilitate corespunde valorilor de pe curba linie punct $\alpha_t=1$ care trece prin punctul C_5. Se observă că este o diferenţă mică între această linie şi linia plină $\Phi=5°$, motiv pentru care s-a considerat că ele coincid, ceea ce permite să se neglijeze influenţa factorului de adîncime pentru unghiuri de frecare mai mari de 5°.

Pentru unghiurile taluzului situate între 53° şi 60° cercul va trece prin piciorul taluzului dar va avea un anumit factor de adîncime în funcţie de înclinarea taluzului β.

Pentru cazul $\Phi=0$ în diagrama din figura 11.6 s-a indicat o zonă haşurată care delimitează cazurile de ruptură posibile la cedarea taluzului. Astfel, punctele de sub zona haşurată indică un cerc de bază pentru ruperea taluzului. Pentru $\alpha_t=1$ cercul de alunecare este un cerc care taie linia taluzului. Toate punctele care se află deasupra porţiunii haşurate corespund unor astfel de cercuri de alunecare. Punctele situate în zona haşu-

rată corespund unor cercuri de alunecare similare, dar care trec prin piciorul taluzului.

În cazul în care terenul prezintă și un unghi de frecare interioară toate punctele situate în partea dreaptă a liniei întrerupte CC_{15} corespund unor cercuri care intersectează baza taluzului. Dacă rezultă un coeficient de stabilitate avînd o valoare care corespunde domeniului din dreapta liniei punctate AA_{10}, cercul critic este un cerc de bază.

O metodă grafică de verificare a stabilității taluzului care ia în considerare echilibrul întregului masiv care alunecă este metoda cercului de fricțiune (fig. 11.7).

În acest scop se determină rezultanta tuturor forțelor exterioare R. În cazul în care nu există coeziune reacțiunea terenului F va trebui să fie coliniară cu această rezultantă R. Se duce o perpendiculară din O pe direcția lui R, obținîndu-se punctul C. Distanța $OC=(1+a)\ r \sin \Phi'$ împărțită la distanța CD dă valoarea unghiului de frecare interioară necesar pentru asigurarea echilibrului-limită :

$$\frac{OC}{CD}=\frac{(1+a)\ r \sin \Phi'}{(1+a)\ r \cos \Phi'}=\text{tg}\ \Phi'.$$

Siguranța contra alunecării taluzului se stabilește cu relația

$$S=\frac{\text{tg}\ \Phi_{disp}}{\text{tg}\ \Phi}, \tag{11.17}$$

în care tg Φ_{disp} este tangenta unghiului de frecare a pămîntului din care este alcătuit taluzul.

Se fac mai multe încercări, determinînd arcul de cerc cel mai periculos pentru care S are valoarea minimă.

În acest procedeu s-a presupus că înclinarea reacțiunii pămîntului situat sub suprafața de alunecare față de normala la cerc reprezintă tocmai unghiul de frecare necesar asigurării echilibrului-limită. Din acest motiv, distanța dintre centrul cercului de alunecare O și direcția reacțiunii pămîntului rezultă ca fiind $(1+a) \sin \Phi'$, locul geometric al acestor distanțe pentru variația poziției rezultantei reacțiunilor terenului fiind un cerc denumit cercul de fricțiune. Mărimea a este un factor de corecție care depinde de unghiul la centru al cercului de alunecare.

Cînd terenul are coeziune, aceasta se presupune uniform distribuită în lungul cercului de alunecare (fig. 11.8). În cazul echilibrului-limită, rezul-

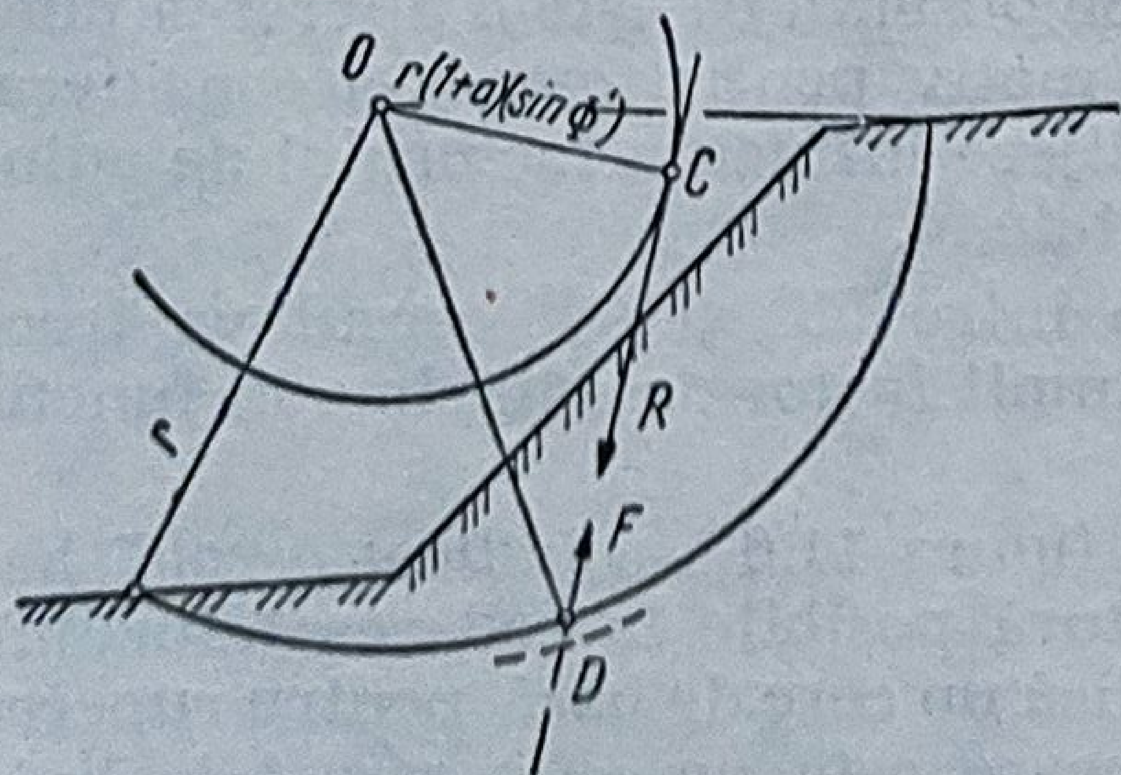


Fig. 11.7. Cercul de fricțiune pentru un pămînt necoeziv.

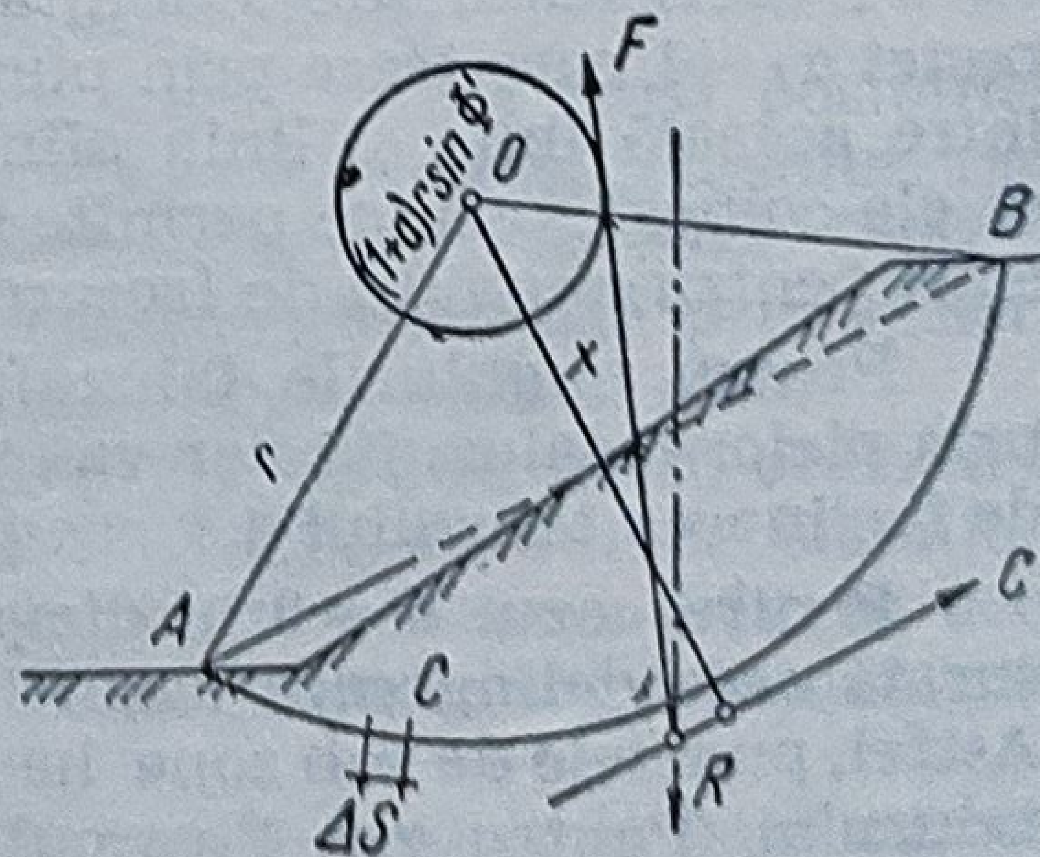


Fig. 11.8. Cercul de fricțiune pentru un pămînt coeziv.

tanta forțelor exterioare R va fi echilibrată de coeziunea rezultantă din lungul arcului de cerc și reacțiunea terenului F, care va trebui să treacă prin intersecția direcțiilor C (suportul vectorului rezultantei coeziunii) și R (suportul vectorului rezultantei) și să fie tangentă la cercul de fricțiune avînd raza $(1+a)$ sin Φ'. Poziția față de O a vectorului coeziunii totale se poate găsi luînd momentul său față de acest punct și egalîndu-l cu cel al coeziunilor care se dezvoltă în lungul arcului de cerc. Astfel se poate scrie

$$\sum c\,\Delta s r = C_{ab}\,x$$

de unde

$$x = \frac{cr\sum \Delta s}{C_{AB}} = \frac{crL_{AB}}{C_{AB}} \tag{11.18}$$

Cunoscînd direcțiile și sensurile vectorilor R, F și C, se construiește un poligon al forțelor din care rezultă care este coeziunea necesară pentru asigurarea echilibrului-limită, considerînd că a fost mobilizată integral frecarea corespunzător cu unghiul de frecare interioară a pămîntului din care este alcătuit taluzul. Raportul dintre coeziunea necesară asigurării echilibrului-limită și coeziunea disponibilă dă gradul de siguranță al taluzului.

11.2.2.3. **Linia de alunecare este o spirală logaritmică.** Soluțiile teoretice au arătat că forma liniilor de alunecare corespunde unor arce de spirală logaritmică (fig. 11.9, *a*).

În cazul echilibrului-limită, într-un punct din masivul de pămînt reacțiunea terenului formează cu suprafața de alunecare un unghi de $90°-\Phi$, sau un unghi Φ cu normala la această suprafață în punctul considerat. Unghiul dintre normală și raza vectoare la o spirală logaritmică exprimată în coordonate polare se poate calcula cu relația

$$\operatorname{tg}\Phi = \frac{r'}{r}, \tag{11.19}$$

în care $r = r_0 \cdot e^{\theta\,\operatorname{tg}\Phi}$ este ecuația spiralei logaritmice în coordonate polare (fig. 11.9, *b*).

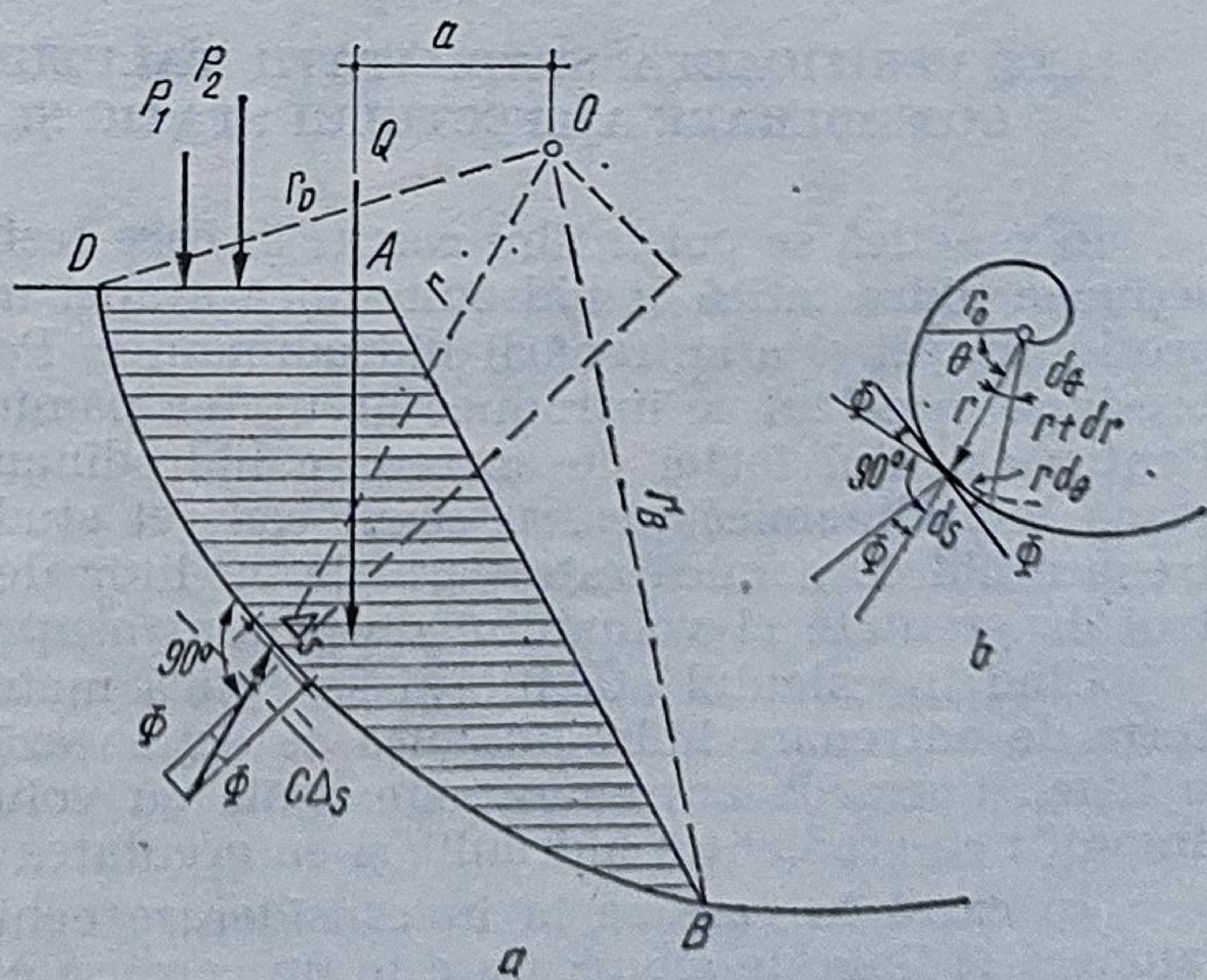


Fig. 11.9. Suprafața de alunecare după o spirală logaritmică:
a — forțele care intervin; *b* — spirală logaritmică.

Efectuînd calculele rezultă că $\operatorname{tg}\theta = \operatorname{tg}\Phi$, deci unghiul de înclinare a reacţiunii terenului în condiţiile echilibrului-limită faţă de normală este Φ, astfel că, folosind spirala logaritmică ca linie de alunecare, reacţiunile terenului vor trece toate prin polul spiralei.

Dacă se consideră un taluz (fig. 11.9, *a*) şi o linie de alunecare sub forma unei spirale logaritmice, echilibrul-limită se realizează atunci cînd momentul tuturor forţelor care acţionează asupra masei alunecătoare faţă de polul O al spiralei va fi egal cu 0.

$$Q \cdot a = \int_A^B c_{nec}\, r \cos\Phi \, ds$$

în care

$$ds = \frac{r\, d\theta}{\cos\Phi}.$$

Presupunînd că valoarea coeziunii este constantă în lungul arcului, rezultă

$$Qa = \frac{c_{nec}\,(r_D^2 - r_B^2)}{2 \operatorname{tg}\Phi}, \tag{11.20}$$

în care :

- Q este greutatea masivului de pămînt care alunecă ;
- a — distanţa din centrul de greutate al masivului care alunecă faţă de polul spiralei ;
- r_D şi r_B — razele vectoare ale punctelor B şi D ;
- Φ — unghiul de frecare interioară ;
- c_{nec} — coeziunea necesară pentru asigurarea echilibrului-limită.

Taluzul va fi stabil dacă $c_{ef} > c_{nec}$. Expresia $\dfrac{r_D^2 - r_B^2}{2 \operatorname{tg}\Phi}$ este egală cu de două ori suprafaţa cuprinsă între spirala logaritmică şi cele două raze vectoare. Prin încercări se poate determina spirala logaritmică pentru cazul cel mai defavorabil.

11.2.3. VERIFICAREA STABILITĂŢII TALUZURILOR CU LUAREA ÎN CONSIDERARE A EFECTULUI STATIC ŞI DINAMIC AL APEI

În practică se pot întîlni cazuri în care trebuie luată în considerare şi acţiunea hidrostatică şi hidrodinamică a apei manifestată sub forma subpresiunii apei şi a antrenării hidrodinamice. Pentru a ţine seama de subpresiune în calcul se introduce greutatea pămîntului în stare submersată. Pentru calculul forţei de antrenare hidrodinamică trebuie cunoscută reţeaua hidrodinamică pentru cazul concret studiat. Direcţia forţei de antrenare hidrodinamică este paralelă cu linia de curent ce trece prin centrul de greutate al volumului de pămînt asupra căruia acţionează.

Cînd în calculul stabilităţii se aplică metoda fîşiilor, se ia în calcul forţa de antrenare hidrodinamică ce acţionează asupra părţii submersate a fîşiei. Forţa de antrenare este egală cu volumul de pămînt submersat înmulţit cu gradientul hidraulic şi cu greutatea specifică a apei (fig. 11.10).

În cazul în care se ia în considerare echilibrul întregului masiv ce alunecă şi linia de alunecare este un cerc, se consideră forţele care acţio-

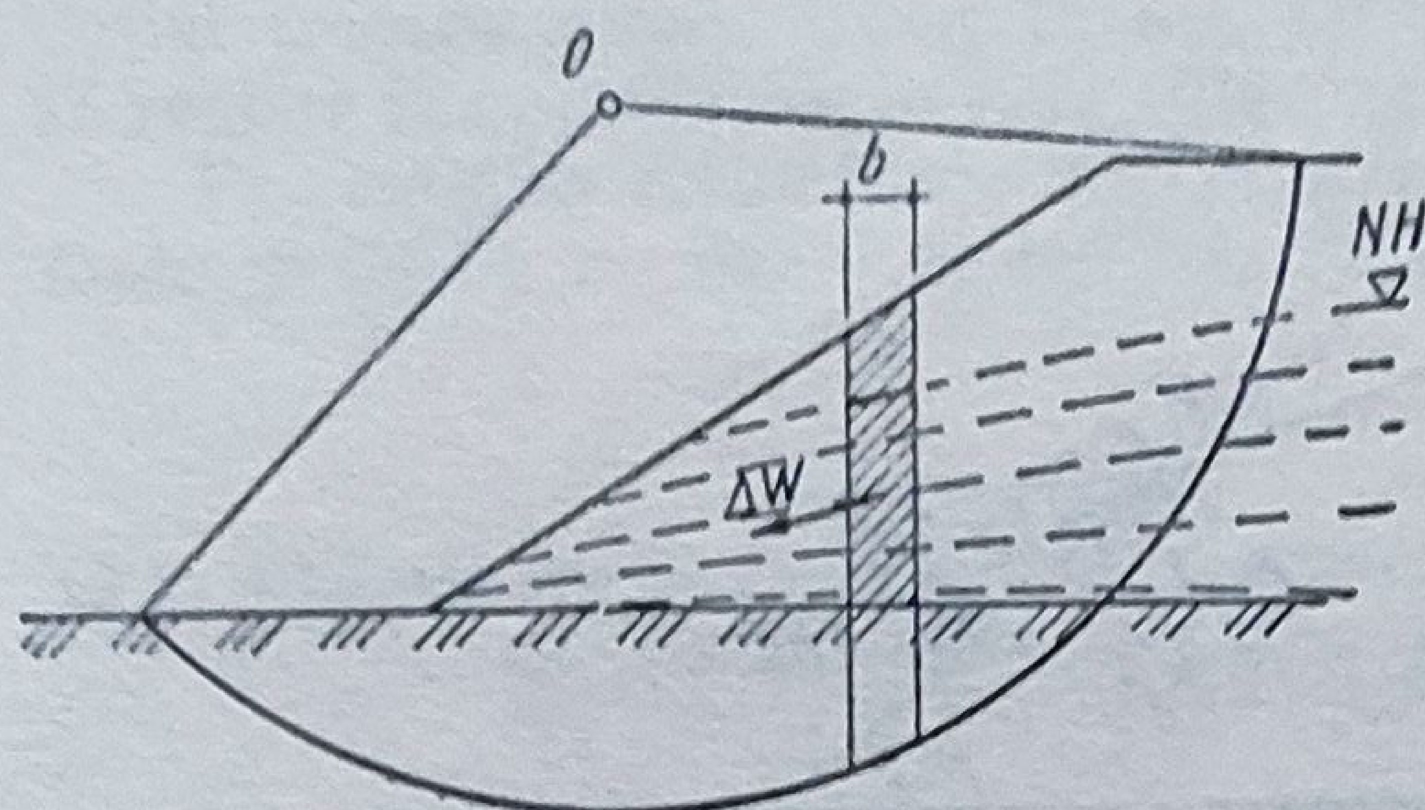


Fig. 11.10. Acţiunea hidrodinamică a apei în cazul metodei fişiilor.

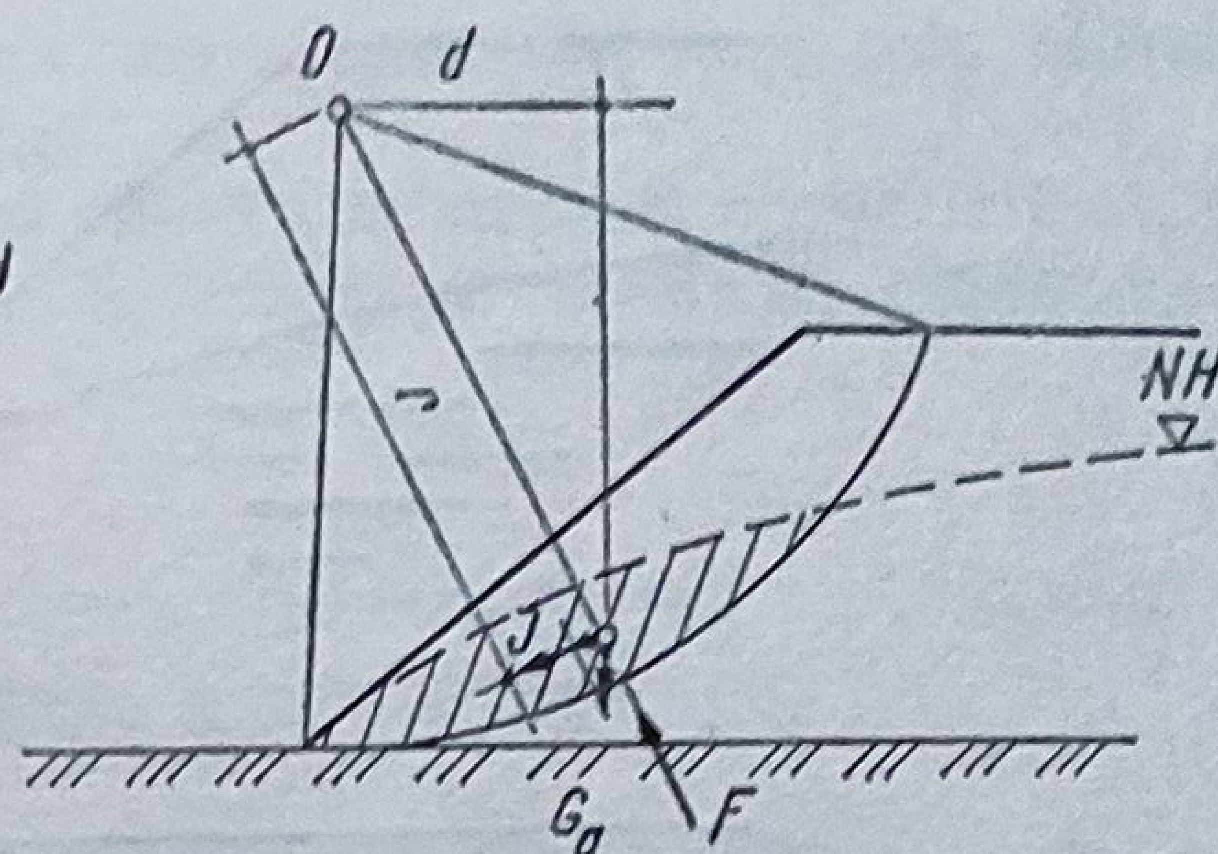


Fig. 11.11. Acţiunea hidrodinamică a apei în cazul echilibrului pe ansamblu al taluzului.

nează asupra apei ce este cuprinsă în masivul care alunecă şi anume, greutatea ei, forţa de antrenare hidrodinamică şi reacţiunea ei în planul de alunecare (fig. 11.11). Regimul de filtraţie fiind permanent, va trebui să existe un echilibru dinamic între aceste forţe. Luînd momentul faţă de centrul cercului de alunecare şi ţinînd seama de faptul că reacţiunile pe planul de alunecare sînt normale şi dau o rezultantă ce trece prin acest centru, se poate scrie relaţia

$$G_a \cdot d = J \cdot r', \tag{11.21}$$

în care :

G_a este greutatea apei din partea submersată a masei care alunecă ;

d — distanţa centrului de greutate a acesteia faţă de centrul cercului de alunecare ;

J — rezultanta forţei de antrenare hidrodinamică ce acţionează asupra părţii submersate ;

r' — distanţa de la rezultanta forţei de antrenare hidrodinamică la centrul cercului de alunecare.

Se observă că momentul dat de rezultanta forţelor de antrenare hidrodinamică poate fi înlocuit cu momentul dat de volumul de apă din partea submersată situată deasupra cercului de alunecare.

În această situaţie pentru calculul forţelor care produc alunecarea se va considera pămîntul saturat pentru partea submersată, nemailuîndu-se în considerare momentul forţelor de antrenare hidrodinamică, ea fiind cuprinsă în efectul pămîntului saturat, după cum rezultă din consideraţiile de mai sus.

Pentru calculul componentei frecării din reacţiunea terenului la forţe tangenţiale, greutatea părţii submersate se va considera în calcul acţionată de subpresiune.

Un punct deosebit de periculos pe taluz este punctul în care are loc emergenţa suprafeţei de infiltraţie din taluz. Aici pe lîngă forţa gravitaţională acţionează şi forţa de antrenare hidrodinamică a apei subterane care are aici valoarea maximă, gradientul hidraulic fiind maxim în acest punct (fig. 11.12).

Un volum unitar de pămînt submersat în M va fi în echilibru dacă este respectată relaţia :

$$\gamma' \sin\beta + \gamma_w \sin(\beta-\alpha)\cos\alpha = [\gamma' \cos\beta - \gamma_w \sin(\beta-\alpha)\sin\alpha]\,\mathrm{tg}\,\Phi + c,$$

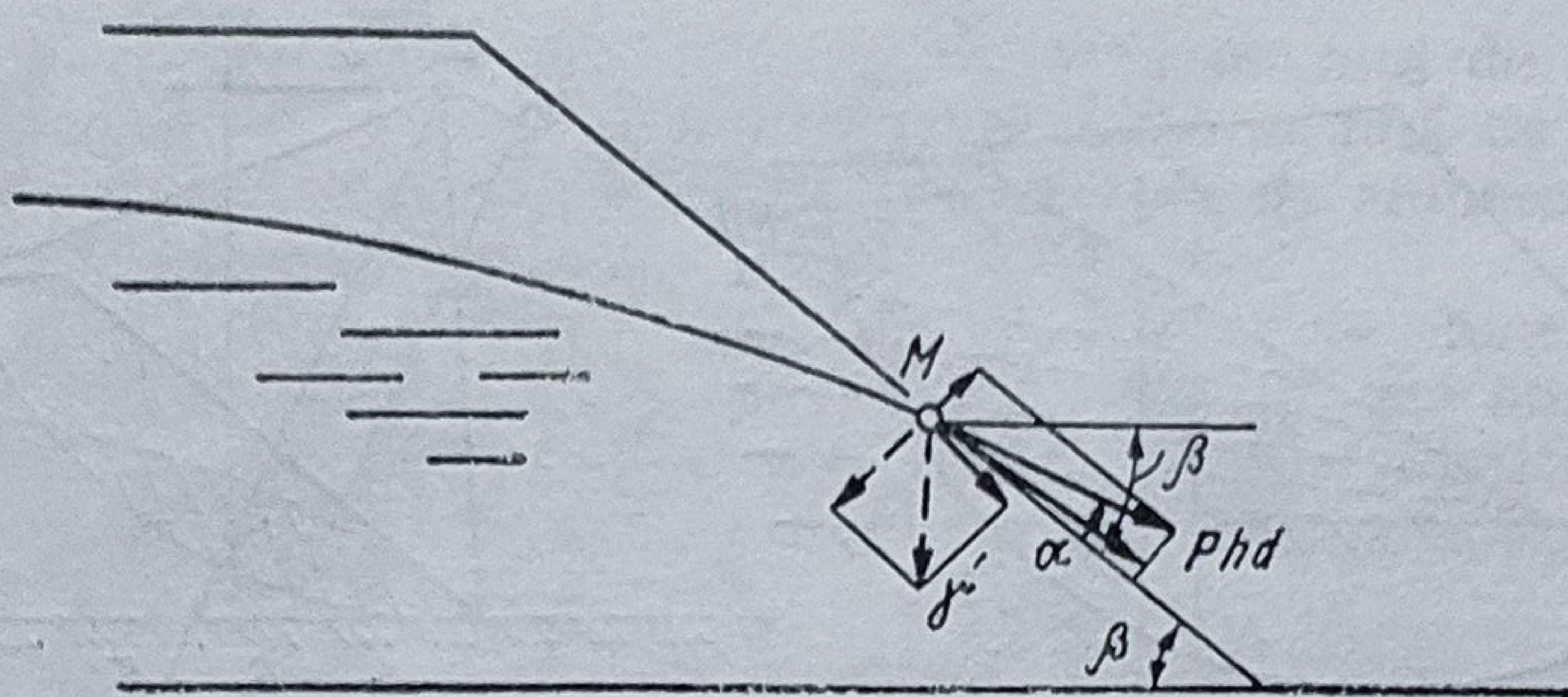


Fig. 11.12. Efectul acțiunii hidrodinamice a apei în punctele de emergență.

forța de antrenare hidrodinamică unitară fiind

$$p_{hd}=i\gamma_w=\gamma_w\frac{\Delta H}{\Delta L}=\gamma_w \sin\theta=\gamma_w \sin(\beta-\alpha).$$

În practică se consideră că la ieșirea din taluz curba de infiltrație are suprafața liberă tangentă la taluz, deci $\alpha=0$.

Ecuația de echilibru devine în acest caz

$$\gamma' \sin\beta+\gamma_w \sin\beta=\gamma' \cos\beta \operatorname{tg}\Phi+c.$$

Se observă că acest fenomen este mai periculos la pămînturi.

Egalînd pe c cu zero și explicitînd se obține

$$\operatorname{tg}\beta=\frac{\gamma'}{\gamma'+\gamma_w}\operatorname{tg}\Phi. \tag{11.22}$$

Rezultă că, pentru taluzuri din pămînturi necoezive, efectul antrenării hidrodinamice are drept consecință o reducere la jumătate a unghiului stabil al taluzului.

CAPITOLUL 12

ELEMENTE GENERALE PRIVIND PROIECTAREA ȘI ALCĂTUIREA FUNDAȚIILOR

Construcțiile transmit terenului de fundare presiunile care se dezvoltă la talpa fundațiilor lor. Buna comportare în timp a acestor construcții reclamă ca eforturile care apar în terenul de fundare să nu depășească capacitatea de rezistență a acestuia, iar deformațiile terenului și ale suprastructurii să nu compromită stabilitatea ei sau să creeze dificultăți în exploatare. Pentru a rezolva aceste cerințe este necesar în primul rînd ca talpa fundației să fie dimensionată astfel încît să nu se producă ruperea terenului de fundare sau deformarea sa peste limita considerată compatibilă cu structura construcției. De asemenea corpul fun-

dației trebuie dimensionat în așa fel ca materialul din care este alcătuit să reziste la solicitările la care este supus.

Proiectarea fundațiilor are ca scop stabilirea soluției constructive, cu toate detaliile necesare execuției, care să satisfacă condițiile menționate.

12.1. ELEMENTELE NECESARE PENTRU PROIECTAREA FUNDAȚIEI ȘI ETAPELE PROIECTĂRII UNEI FUNDAȚII

Pentru a putea proiecta și executa fundația este necesar să se cunoască următoarele elemente :

— dimensiunile și gabaritele prescrise ale construcției ;

— acțiunile care se exercită asupra construcției, natura lor și combinațiile lor cele mai nefavorabile ;

— reacțiunile care se produc la reazeme, pe suprafețele de contact dintre construcție și terenul de fundare. Ele rezultă din calculele statice efectuate pentru ipotezele cele mai nefavorabile de încărcare, luîndu-se în considerare condițiile de rezemare determinate prin forma fundațiilor și natura terenului de fundare ;

— structura terenului de fundare de pe amplasamentul construcției, din punct de vedere geologic și hidrogeologic pe adîncimea zonei active. Trebuie cunoscută natura diferitelor straturi din care este alcătuit terenul de fundare, caracteristicile fizico-mecanice ale pămînturilor din care sînt alcătuite, natura și variația sezonieră și anuală a apelor subterane ;

— distribuția tensiunilor pe talpa fundației, solicitările care iau naștere în elementele de construcție din care este alcătuită fundația și caracteristicile mecanice ale materialelor din care este realizată ;

— factorii exteriori care pot influența stabilitatea fundației prin schimbarea caracteristicilor terenului de fundare sau prin solicitări suplimentare la care dau naștere.

Avînd la dispoziție aceste date, proiectarea fundațiilor presupune parcurgerea următoarelor etape :

— alegerea cotei de fundare ;

— evaluarea condițiilor de stabilitate ale stratului de fundare și determinarea capacității sale portante ;

— alegerea sistemului de fundare ;

— dimensionarea fundației.

Proiectul unei fundații nu trebuie să se rezume numai la soluția constructivă adoptată pentru ea, ci trebuie să cuprindă și procedeele de lucru prin care se asigură executarea ei, astfel încît să se realizeze o eficiență tehnico-economică maximă.

12.2. PRINCIPII DE CALCUL PENTRU PROIECTAREA FUNDAȚIILOR

Dacă se face o secțiune prin planul tălpii fundației (fig. 12.1, *a*) se observă că asigurarea echilibrului celor două domenii, detașate prin secțiunea făcută, este posibilă dacă în planul secțiunii se introduce o distribuție de tensiuni, care să satisfacă cerința de mai sus (fig. 12.1, *b*). Pentru

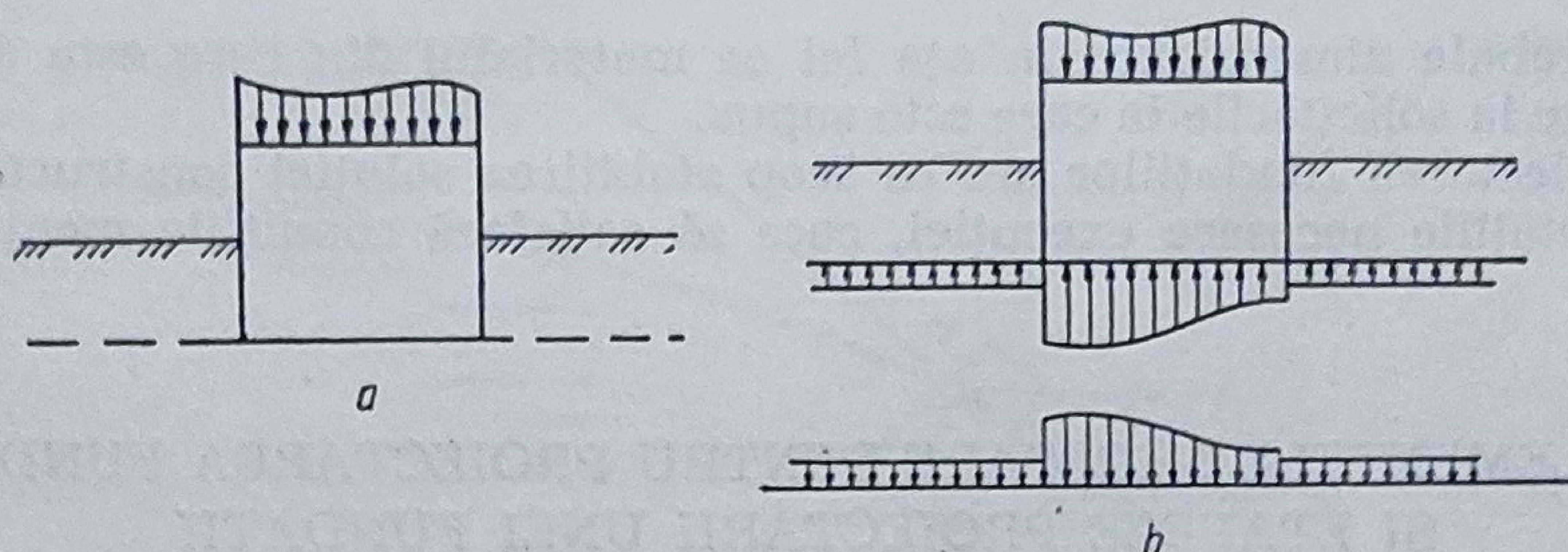


Fig. 12.1. Ipoteza de calcul a fundației și a terenului de fundare.

terenul de fundare, încărcarea este dată de presiunile transmise de fundație și din sarcina geologică a pămîntului din jurul fundației din domeniul de deasupra secțiunii. Fundația, la rîndul ei, este acționată de sarcina aplicată la partea ei superioară și de reacțiunile terenului de fundare aplicate pe talpă și care au fost denumite presiuni reactive.

Problema se poate rezolva în momentul în care se cunoaște legea de distribuție a presiunilor reactive.

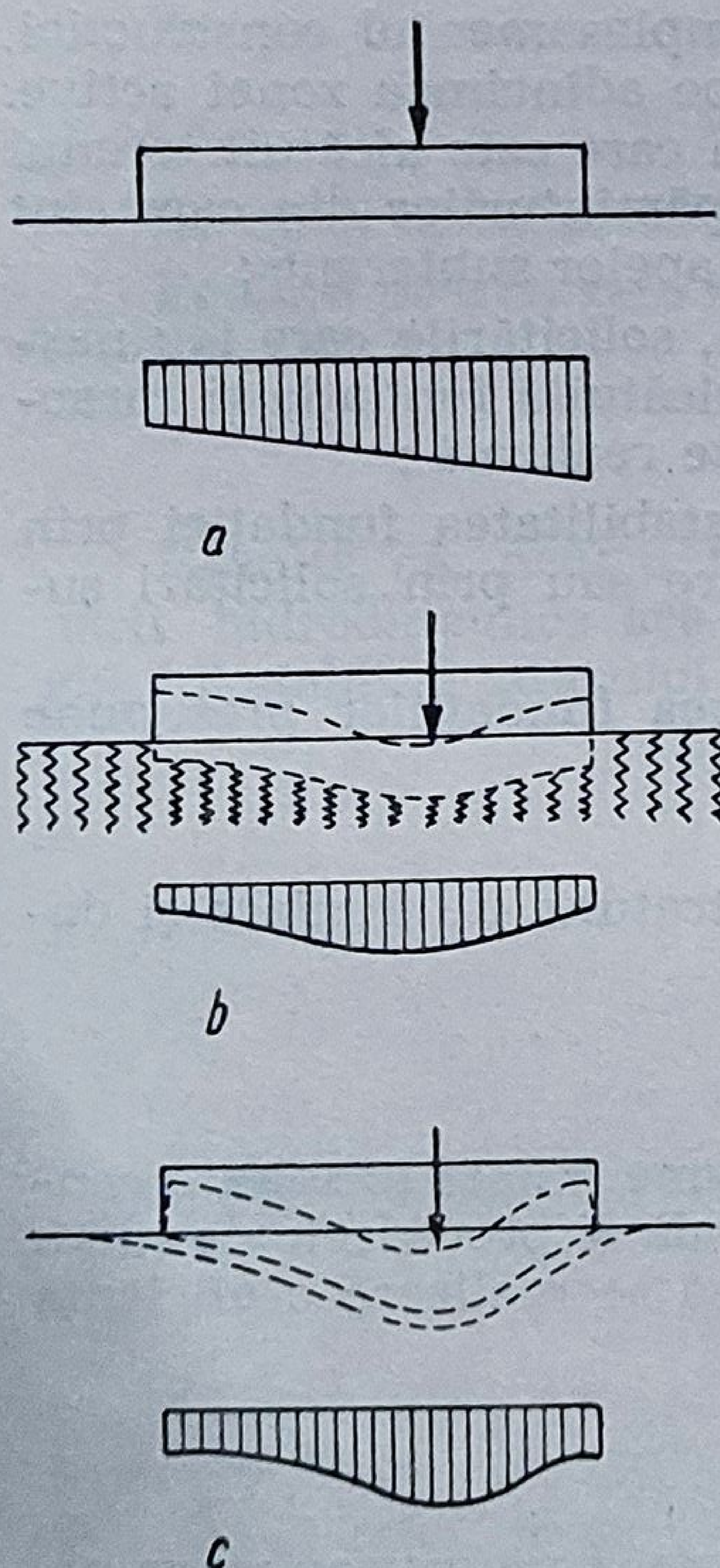


Fig. 12.2. Modele mecanice pentru calculul fundațiilor :

a — ipoteza distribuției plane a presiunilor reactive; b — ipoteza deformațiilor elastice locale; c — ipoteza deformațiilor elastice generale.

12.2.1. MODELE DE CALCUL PENTRU DETERMINAREA PRESIUNILOR REACTIVE LA CONTACTUL DINTRE TALPA FUNDAȚIEI ȘI TEREN

Modelele mecanice cel mai des utilizate pentru determinarea presiunilor reactive la contactul dintre talpa fundației și teren sînt (fig. 12.2) : ipoteza distribuției plane a presiunilor reactive, ipoteza deformațiilor locale și ipoteza deformațiilor elastice generale.

În prima ipoteză se presupune că distribuția de presiuni reactive ar corespunde cu situația studiată în rezistența materialelor pentru o secțiune supusă la compresiune cu încovoiere la care se presupune că materialul nu este capabil să preia decît tensiuni de compresiune și că nu se întrerupe contactul dintre teren și fundație în dreptul tălpii. Ipoteza se aplică pentru predimensionare, precum și pentru calculul fundațiilor unor construcții de importanță redusă.

Pentru a se asigura buna comportare a fundației se pune condiția ca tensiunile maxime care apar la contactul dintre talpa fundației și teren să nu depășească capacitatea portantă a terenului de fundare. La construcții înalte se mai pun și condiții restrictive privind raportul dintre tensiunea maximă și minimă care apar în planul tălpii fundației.

În ipoteza deformațiilor elastice locale (ipoteza lui Winkler) modelul mecanic adoptat este alcătuit dintr-o serie de resoarte pe care reazemă fundația respectivă. Deformația într-un punct al planului de contact dintre fundație și teren este rezultatul conlucrării acestora și depinde atît de deformabilitatea fundației cît și de cea a terenului de fundare.

Corelația dintre tensiunea pe talpă pe unitatea de suprafață și deformație se scrie sub forma

$$p=kw, \tag{12.1}$$

în care :

- p este presiunea reactivă pe unitatea de suprafață în daN/cm²;
- w — mărimea deformației în punctul respectiv, în cm ;
- k — constanta elastică a arcului de pe unitatea de suprafață denumit în acest caz coeficient de pat sau coeficient de rigiditate, în daN/cm³.

Pentru asigurarea bunei comportări a fundației trebuie ca presiunea p să nu depășească capacitatea portantă a terenului de fundare. Și în această ipoteză se presupune că se asigură un contact permanent între teren și talpa fundației în planul lor de contact.

În ipoteza deformațiilor generale (ipoteza semispațiului elastic) terenul de fundare se consideră că este un semispațiu omogen, elastic izotrop continuu și liniar deformabil.

12.2.2. MODELE DE CALCUL PENTRU FUNDAȚIE

Fundația, ca element de construcție care face parte din structura de rezistență a unei construcții, folosește ca model mecanic, modelul adoptat pentru toate elementele de construcție, și anume, solidul continuu deformabil.

Față de celelalte elemente de construcții, fundațiile prezintă particularitatea că ele vin în contact cu terenul de fundare caracterizat printr-o deformabilitate mult mai mare decît fundația și, de asemenea, printr-o rezistență mult mai redusă. Aceasta face ca în calculul fundațiilor să revină o importanță sporită raportului celor două deformabilități.

Cunoașterea stării de tensiuni din corpul fundației prezintă un interes deosebit în special la fundații, deoarece la acestea majoritatea materialelor folosite pentru realizarea lor au o comportare diferită la tensiuni de întindere și de compresiune.

Pentru cunoașterea stării de tensiuni care ia naștere în corpul fundației s-a admis ca model de calcul o pană cu vîrful retezat, acționată la partea ei inferioară cu o încărcare uniform distribuită (fig. 12.3). Din calcul a rezultat că tensiunile σ_r sînt tensiuni normale de întindere, iar σ_t,

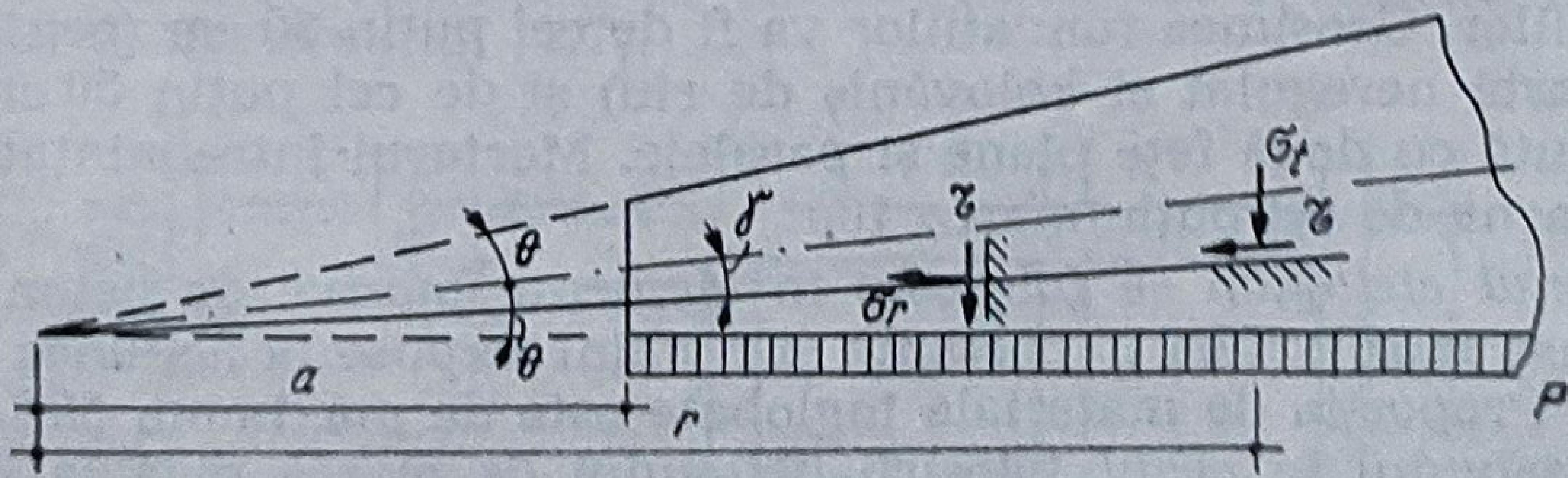


Fig. 12.3. Schema de calcul pentru determinarea stării de tensiuni din corpul fundației.

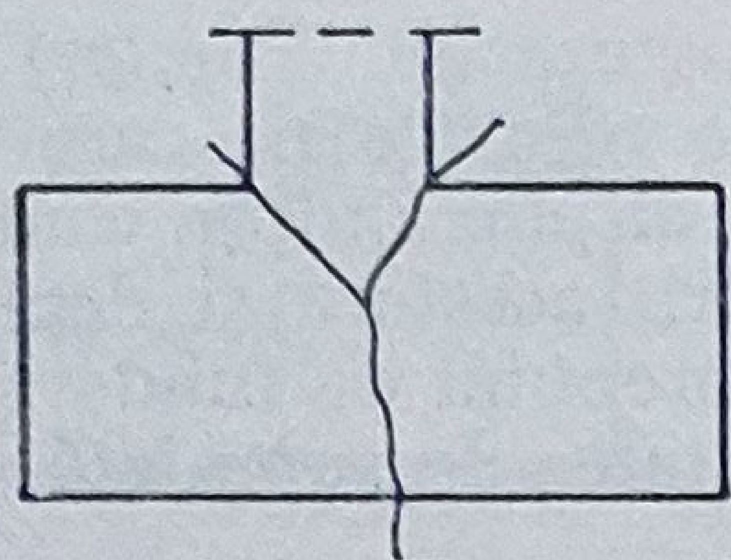


Fig. 12.4. Rezultatele experimentale privind ruperea fundației.

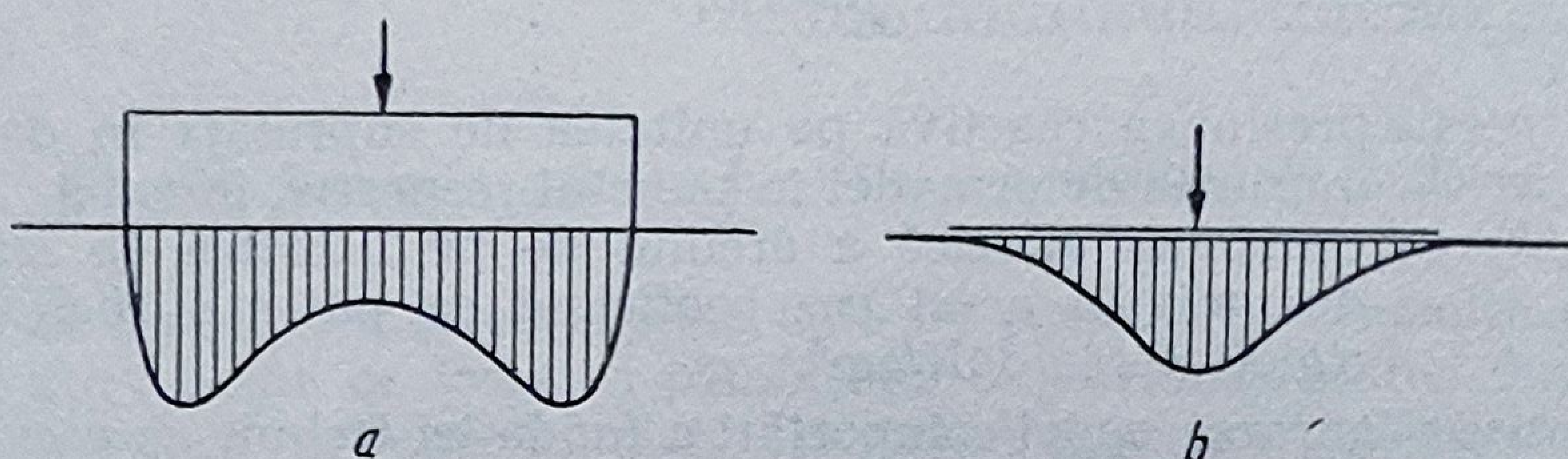


Fig. 12.5. Distribuția de tensiuni sub talpa fundației : *a* — fundații rigide; *b* — fundații elastice.

tensiuni normale de compresiune. Mărimea tensiunilor normale de întindere depinde de mărimea unghiului θ și de valoarea raportului r/a. Cu cît valoarea unghiului θ crește și valoarea raportului r/a scade, cu atît tensiunea de întindere este mai mică. Valorile σ_r și σ_t au fost deduse fără a se lua în considerare frecarea de pe talpa fundației și presiunea pămîntului de pe fețele laterale ale fundației (fig. 12.4). Aceste rezultate teoretice au fost verificate prin fotoelasticimetrie, prin încercări pe modele, precum și pe fundații la scară naturală.

În cazul în care fundația nu are nici un efect asupra distribuției de tensiuni pe suprafețele de contact cu terenul de fundare ca și cum încărcările preluate de fundație s-ar transmite direct terenului, se vorbește de o fundație perfect flexibilă. Pentru cazul fundației rigide și al fundației flexibile sau elastice în figura 12.5 se dau distribuțiile de tensiuni la nivelul tălpii fundației.

12.3. MATERIALE FOLOSITE LA REALIZAREA FUNDAȚIILOR

Fundațiile se execută în mod obișnuit din zidărie de piatră, beton simplu, beton ciclopian și beton armat.

Zidăria de piatră se folosește în cazuri destul de rare. Piatra folosită trebuie să aibă cel puțin marca 100 și o rezistență suficientă la acțiunea intemperiilor. Grosimea fundațiilor va fi de cel puțin 60 cm (pentru piatra brută spartă neregulat și bolovăniș de rîu) și de cel puțin 50 cm pentru piatra brută cu două fețe plane și paralele. Mortarul întrebuințat va fi de var și ciment, de cel puțin marca 100.

Betonul ciclopian se folosește în elemente masive de beton care nu sînt supuse la solicitări importante și nu sînt expuse la acțiunea mediilor agresive. Proporția de materiale înglobate este de maximum 50% din volumul masivului în cazul folosirii betonului de marcă pînă la B 100 inclusiv și de maximum 30% în cazul folosirii betonului de marcă mai mare ca B 100.

Betonul simplu se folosește pe scară largă la executarea fundațiilor rigide, mărcile întrebuințate variind după importanța elementului și destinația sa, precum și după condițiile în care se află.

Astfel : betonul de marcă B 25 se folosește pentru umpluturi și egalizări ; betonul de marcă B 50 se utilizează pentru fundații continue sub ziduri, socluri sau blocuri de fundație avînd cuzinetul neancorat sau situat în pămînturi cu variații mici de umiditate, la clădiri de locuit pînă la P+4 niveluri ; betonul B 75 se întrebuințează pentru fundații continue din beton simplu avînd cuzineți de beton armat, cuzinetul neancorat sau situat în pămînturi cu variații mici de umiditate, la clădiri de locuit de la P+5 la P+10 niveluri ; betonul simplu de marca B 100 se folosește pentru fundații continue la clădiri cu mai mult de două niveluri și expuse la variații de umiditate în zona de nivel variabil al apelor freatice, blocuri de fundație avînd cuzinetul ancorat și fundații fără acțiuni dinamice.

Betonul armat marca B 150 se folosește pentru tălpi de fundație (izolate sau continue), socluri pentru fundații continue, fundații-pahar monolit, cuzineți, radiere, rețele de grinzi neexpuse la acțiuni agresive, iar cel de marcă B 200 pentru fundații la care se cer condiții speciale, fundații supuse la solicitări importante și fundații supuse la acțiuni dinamice. Mărci de beton mai ridicate dar nu mai mari de B 200 se pot folosi cu justificare temeinică în cazul existenței unor acțiuni agresive ale fundațiilor supuse la acțiuni dinamice sau în alte condiții speciale.

Tipul de ciment ce se va utiliza la confecționarea betoanelor pentru fundații se va stabili în funcție de influența condițiilor mediului de fundare.

Oțelul-beton utilizat va fi de tipurile OB 00 pentru armături constructive, OB 37 pentru armături de rezistență sau constructive, PC 52 pentru armături de rezistență la elemente de marcă cel puțin B 150 și sîrmă trasă netedă (STNB) sau profilată (STPB) la armături de rezistență numai sub formă de plase sau carcase sudate în elemente cu betoane de marcă cel puțin B 150.

12.4. STABILIREA COTEI ȘI A SISTEMULUI DE FUNDARE

Prin adîncime de fundare se înțelege distanța minimă de la talpa fundației pînă la nivelul terenului natural sau al celui obținut prin decaparea stratului superficial din jurul fundației respective. La clădiri cu și fără subsol, adîncimea de fundare h_{fD} se ia funcție de particularitățile construcției (fig. 12.6). Dacă terenul este înclinat și construcția are o suprafață redusă în plan, atunci adîncimea de fundare se consideră în axul construcției respective (fig. 12.7).

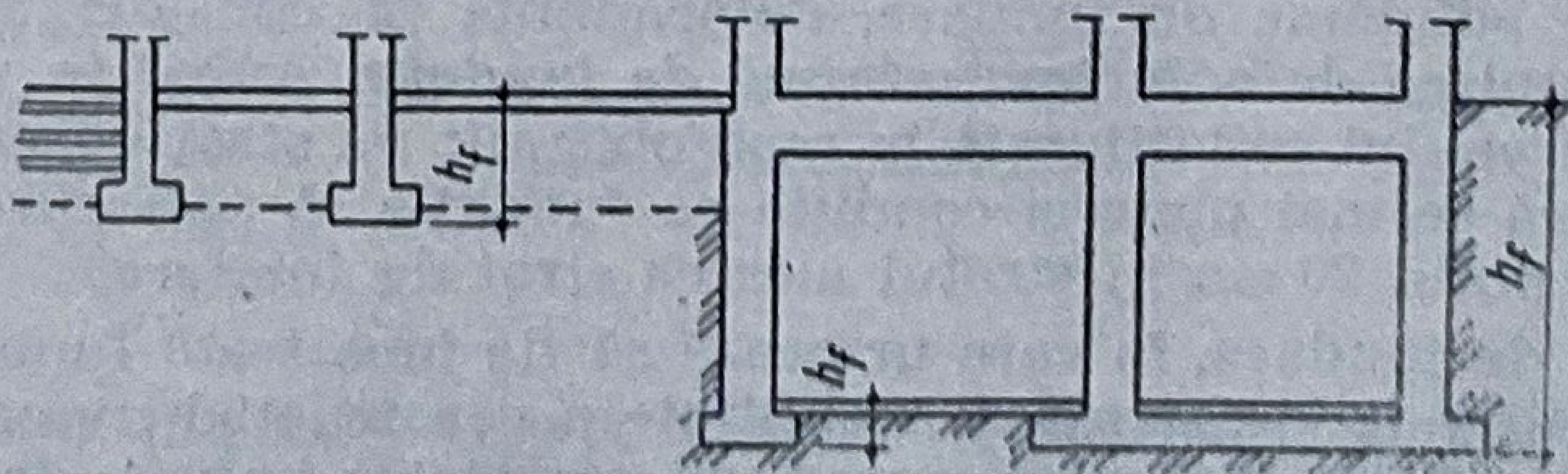


Fig. 12.6. Adîncimea de fundare la construcții de clădiri.

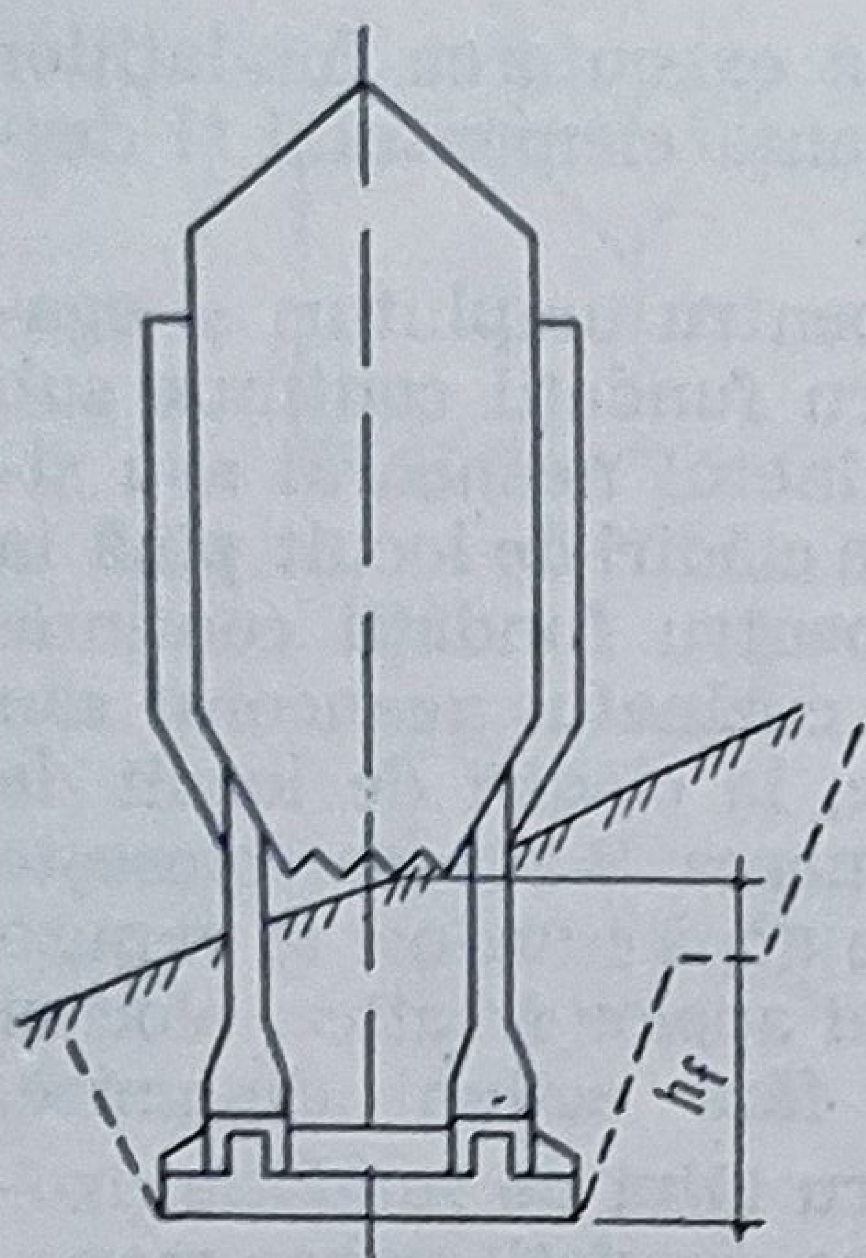


Fig. 12.7. Adîncimea de fundare hf la construcții pe teren în pantă.

Mărimea adîncimii de fundare depinde de mai mulți factori dintre care cei mai importanți sînt :

— destinația tehnologică a construcției ;

— adîncimea de îngheț sau adîncimile impuse de particularitățile locale ale unor pămînturi ;

— caracterul stratificației (capacitatea portantă a pămînturilor din diferite straturi și proprietățile lor fizico-mecanice sau natura lor deosebită).

— poziția nivelului apei subterane și proprietățile acesteia.

Destinația tehnologică a construcției, existența unor rețele subterane, a unor fundații vecine etc. poate impune de la început adoptarea unei anumite adîncimi de fundare. Astfel adîncimea de fundare la încăperile de la subsol se alege în funcție de lumina acestor încăperi, respectîndu-se condiția ca între nivelul tălpii fundației și partea de jos a pardoselii de la subsol să fie cel puțin 40 cm.

Adîncimea minimă de fundare este, de asemenea, dictată de adîncimea pînă la care terenul de fundare este supus variațiilor sezoniere de temperatură și umiditate, acțiunii organismelor. Adîncimea pînă la care terenul de fundare este supus variațiilor sezoniere de temperatură se numește *adîncime de îngheț*. Ea se măsoară față de suprafața terenului amenajat și depinde de o serie de factori, cum sînt temperatura medie și durata perioadei de timp în sezonul friguros, natura pămîntului, umiditatea pămîntului și posibilitățile ei de migrare, stabilitatea temperaturii negative în perioada friguroasă, caracterul stratului vegetal și relieful amplasamentului. La fixarea adîncimii de fundare din condiții de îngheț se ține seama de asemenea dacă terenul este în mod efectiv supus la îngheț sau nu (STAS 6054-77).

Pentru terenurile de fundare de natură particulară, datorită proprietăților fizico-mecanice deosebite, și anume, terenuri dificile — mîluri, turbă, nămol etc. — adîncimea de îngheț se stabilește de la caz la caz, pe baza unor studii speciale.

La pămînturile cu umflări și contracții mari, cota de fundare se va plasa totdeauna sub adîncimea pînă la care au loc variații sezoniere de umiditate, care sînt cauza variațiilor de volum ale argilei.

La pămînturile sensibile la umezire adîncimea de fundare se stabilește în funcție de importanța construcției respective, de numărul de niveluri și de poziția fundației în perimetrul construcției.

Această adîncime de fundare, determinată pe considerentele arătate poartă denumirea de *adîncime minimă de fundare*. Avînd în vedere că la suprafața terenului se întîlnește în mod obișnuit un strat vegetal sau unul de umplutură se mai pune și condiția ca fundația să pătrundă sub aceste straturi cel puțin 20 cm în stratul ales ca strat de fundare.

Stratul de fundare, în care urmează să fie încastrată fundația va respecta condițiile de rezistență și stabilitate a construcției numai dacă proprietățile sale fizico-mecanice corespund cerințelor impuse de construcție în acest sens.

În caz contrar fundația trebuie adîncită pînă la un strat de pămînt care satisface condițiile impuse de construcție sau se iau măsuri pentru schimbarea calităților fizico-mecanice ale stratului necorespunzător. Poziția stratului corespunzător se stabilește pe baza analizei profilului geologic al terenului de fundare din punct de vedere al proprietăților fizico-mecanice al straturilor de pămînt din care este alcătuit.

Un pămînt poate fi calificat drept bun sau necorespunzător din punct de vedere al cerințelor de rezistență și stabilitate impuse de construcția ce reazemă pe el în măsura în care corespunde sau nu acestor cerințe. Un teren bun de fundare poate prelua sarcinile construcției fără a da naștere la deformații incompatibile cu structura sa de rezistență pentru care servește ca suport.

Ca regulă generală pentru alegerea terenului corespunzător de fundare se vor avea în vedere :

— importanța construcției și condițiile ei de exploatare, sensibilitatea ei la tasări, tasări relative, înclinări și încovoieri relative ;

— condițiile geologice inginerești (stabilitate generală, existența unor fenomene de sufozie mecanică sau chimică etc.) ;

— proprietățile fizico-mecanice ale pămînturilor și posibilitatea schimbării lor sub acțiunea sarcinii exterioare și a mediului înconjurător.

În ceea ce privește condițiile geologice inginerești, pămînturile care alcătuiesc terenul de fundare trebuie să fie stabile la alunecări, prăbușiri și fenomene carstice.

Proprietățile fizico-mecanice ale pămînturilor trebuie să le asigure o capacitate portantă și o deformabilitate compatibilă cu sarcinile transmise de construcție și cu deformațiile limită ale acesteia.

Analiza profilului geologic în scopul stabilirii adîncimii de fundare are în vedere în primul rînd separarea straturilor bune de fundare de cele necorespunzătoare.

Funcție de alternanța straturilor menționate, condițiile de stratificație din amplasament pot fi schematizate în felul următor :

— Terenul este alcătuit dintr-un pămînt de bună calitate și într-un strat de grosime mare, uniform și care permite amplasarea fundației la orice nivel sub nivelul minim admis. Această schemă cuprinde o serie de variante funcție de nivelul apelor subterane sau de suprafață din amplasamentul respectiv (fig. 12.8, *a*, *b* și *c*).

Cel mai simplu este cazul *a* și se va căuta ca săpătura să nu fie dusă prea adînc pentru a evita lucrări de epuismente.

În cazul *b* factorul hotărîtor este modul de execuție, deoarece terenul de fundare nu pune probleme din punctul de vedere al calităților sale.

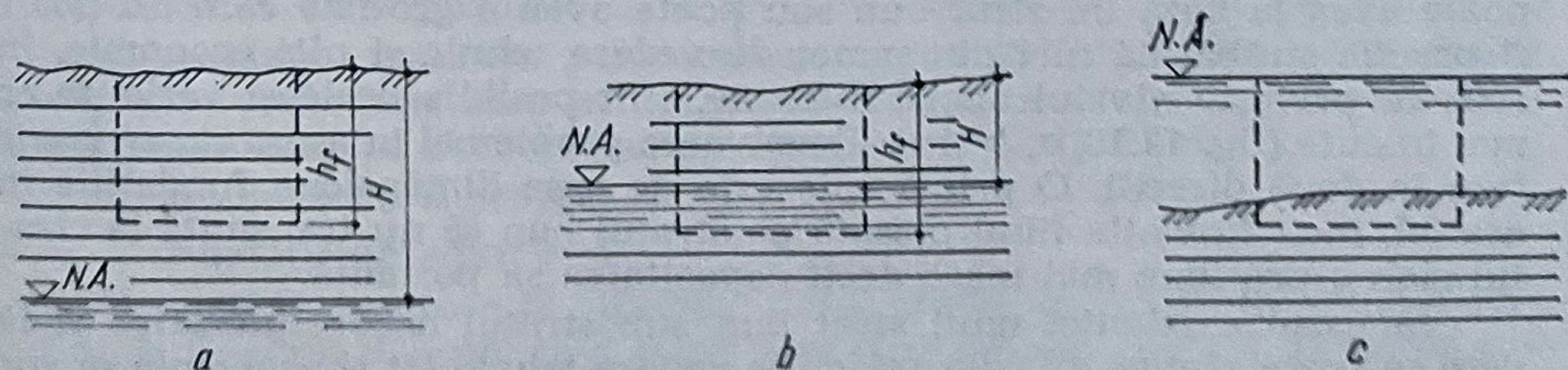


Fig. 12.8. Teren brun de fundare cu variantele nivelului apei :
a — apa subterană la adîncime mare; *b* — apa subterană la adîncime mică; *c* — amplasament submersat.

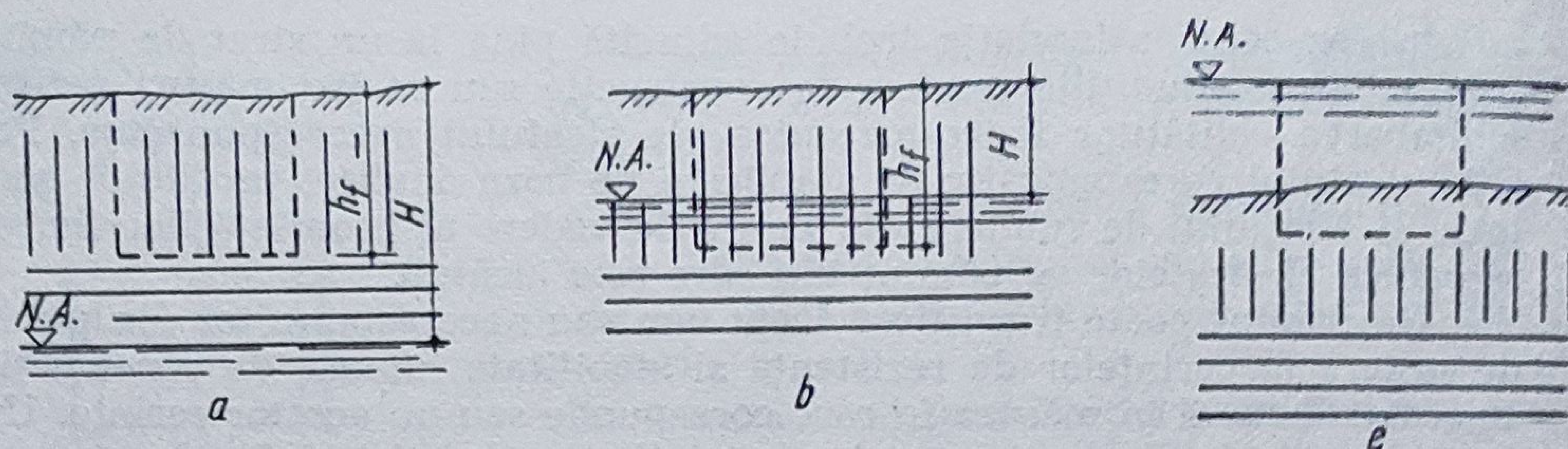


Fig. 12.9. Teren bun de fundare la adîncimea h, cu variantele nivelului apei subterane :

a — apa subterană la adîncime mare; *b* — apa subterană la adîncime mică; *c* — amplasament submersat.

În această situație vor fi necesare epuismente sau se vor aplica metode de execuție a fundațiilor sub apă.

În cazul *c* se izolează amplasamentul de apa înconjurătoare sau se execută fundațiile sub apă.

— A doua schemă posibilă se referă la un teren de fundare alcătuit la partea sa superioară pe o adîncime h dintr-un pămînt necorespunzător, după care urmează un teren bun de fundare. Și aici sînt posibile trei variante funcție de nivelul apei (fig. 12.9, *a*, *b* și *c*). Pentru a asigura buna comportare a construcției, fundațiile se încastrează cel puțin 20 cm în terenul bun de fundare. Funcție de grosimea h a stratului slab, se pătrunde cu toată fundația pînă la terenul bun sau se fundează în acest teren numai părți restrînse din suprafața construcției, asamblate la partea superioară într-un bloc comun. Pentru a reduce volumul de material care intră în execuția fundației se obișnuiește uneori să se înlocuiască terenul slab cu o saltea de nisip, balast sau pămînt. De asemenea se poate acționa asupra terenului slab, îmbunătățindu-i calitățile constructive pentru a corespunde cerințelor impuse. Adoptarea unei anumite soluții este determinată de nivelul apei subterane. În cazul unui nivel scăzut al acesteia, execuția nu pune probleme. În cazul *b* sînt posibile trei variante, fie că se fundează în stratul bun cu ajutorul unor lucrări de epuismente, fie că se consolidează terenul slab, fie că se adoptă soluții a căror execuție nu este influențată de prezența apei subterane. În cazul *c* se pot adopta soluțiile de mai înainte luîndu-se măsuri de izolare a amplasamentului de apa înconjurătoare.

— Al treilea caz real se poate schematiza sub forma unei stratificații alcătuită la partea sa superioară dintr-un pămînt bun de grosime mică, după care urmează un strat necorespunzător. Stratul necorespunzător poate avea la bază un strat bun sau poate avea o grosime care nu poate fi practic străbătută nici din punct de vedere tehnic și nici economic. În ceea ce privește nivelul apei subterane, sînt posibile aceleași variante ca mai înainte (fig. 12.10, *a*, *b* și *c*). Rezolvarea problemei în acest caz se poate face în două direcții. O primă cale este de a se dimensiona fundațiile în așa fel, încît fundația fiind plasată pe stratul bun să nu transmită la stratul slab o presiune mai mare decît capacitatea sa portantă.

În cazul existenței unui strat bun sub stratul necorespunzător și la care se poate ajunge atît din punct de vedere tehnic cît și economic se vor aplica soluțiile din figura 12.9. O altă soluție constă în ameliorarea calităților constructive ale terenului necorespunzător în dreptul fundațiilor sau sub toată construcția. În cazul prezenței apei se vor adopta metode

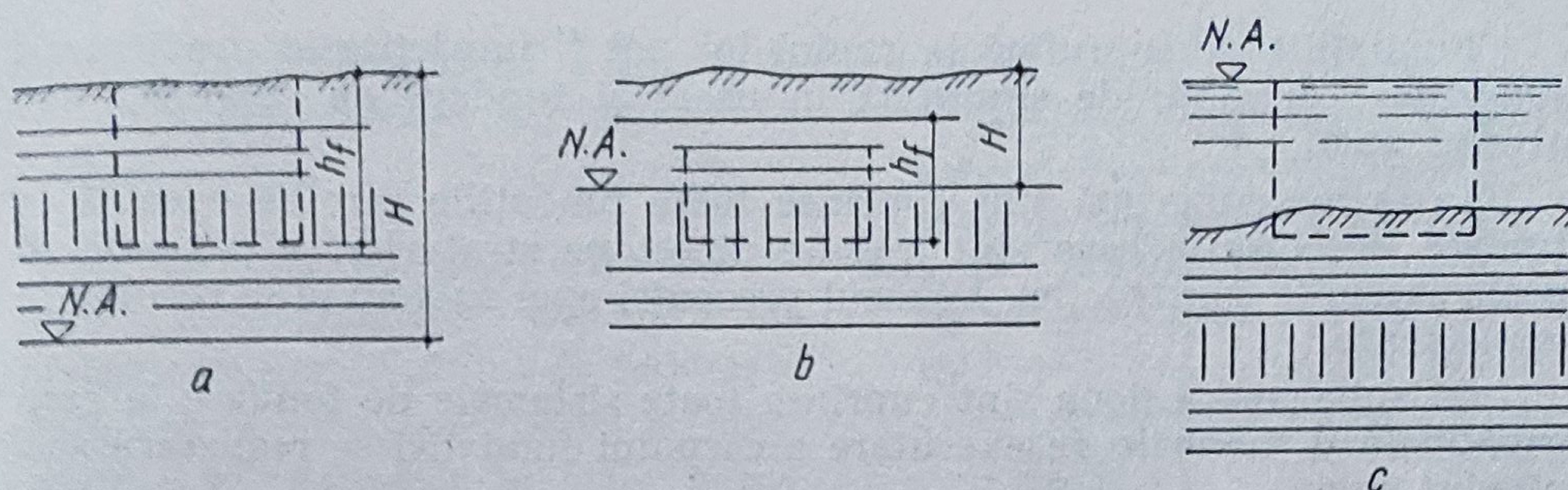


Fig. 12.10. Teren bun de fundare la suprafață cu variantele nivelului apei subterane :

a — apa subterană la adîncime mare; *b* — apa subterană la adîncime mică; *c* — amplasament submersat.

de excavație care să asigure posibilitatea efectuării lucrărilor de săpătură și fundații.

O ultimă schemă se referă la un teren de fundare uniform dar necorespunzător, care se întinde pe adîncime mare. În acest caz, dacă nu se poate renunța la amplasament, se iau măsuri de îmbunătățire a terenului de fundare combinate cu măsuri de reducere a greutății construcției (fig. 12.11).

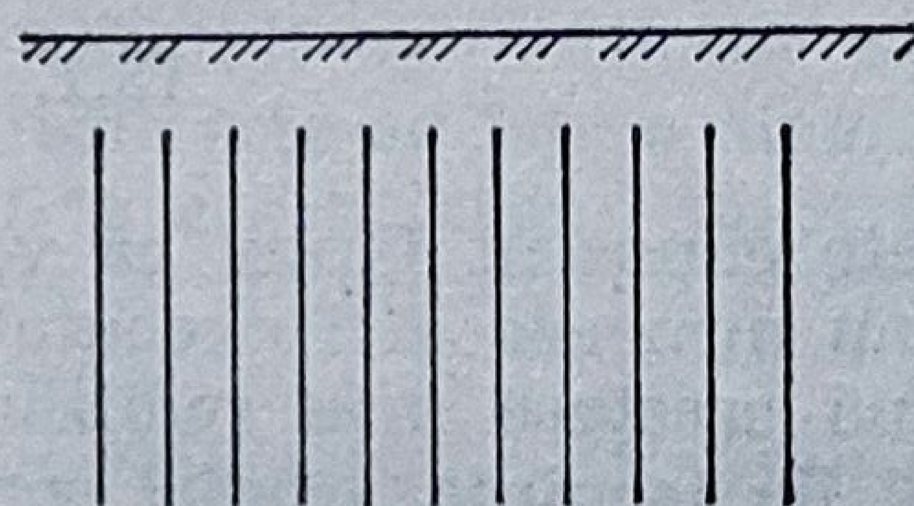


Fig. 12.11. Teren slab de fundare.

12.5. CLASIFICAREA FUNDAȚIILOR

Sînt posibile diferite soluții constructive prin intermediul cărora se poate ajunge la adîncimea fixată, ele fiind denumite curent *sisteme de fundare*. Acestea trebuie să indice, pe lîngă soluția constructivă, și tehnologiile de lucru prin care se asigură realizarea fundației proiectate. Soluția fixată trebuie să corespundă atît din punct de vedere tehnic cît și economic.

Astfel se disting următoarele trei mari grupe de sisteme de fundare :

— fundații realizate prin îmbunătățirea proprietăților constructive ale pămînturilor din care este alcătuit terenul de fundare (rezistența și deformabilitatea sa să corespundă cerințelor construcției) ;

— fundații de suprafață ;

— fundații de adîncime.

Fundațiile cuprinse în ultimele două grupe, la rîndul lor, se pot împărți în fundații directe, cînd talpa fundației vine în contact direct cu suprafețele realizate prin excavare și pe perne în groapa de fundare, și fundații indirecte, cînd transmiterea acestei sarcini se face prin elemente de construcție speciale destinate acestui scop, sub nivelul acestor suprafețe.

Fundațiile de suprafață la rîndul lor pot fi împărțite în următoarele subgrupe : fundații de suprafață în uscat și fundații de suprafață sub nivelul apei.

În prima subgrupă sînt cuprinse toate fundațiile care se execută în tranșee deschise și care sînt așezate direct pe straturile ce urmează să preia sarcinile construcției. În cazul prezenței apei subterane se recurge la epuismente.

În subgrupa a doua sînt cuprinse toate sistemele de fundare la care săpăturile și lucrările de executare a corpului fundației se realizează sub nivelul apei.

CAPITOLUL 13

ÎMBUNĂTĂȚIREA TERENURILOR DIFICILE ÎN VEDEREA FUNDĂRII DIRECTE

13.1. GENERALITĂȚI

Este cunoscut faptul că volumul lucrărilor de construcții ce se execută sau urmează a fi executate de constructorii din țara noastră este în continuă creștere prin realizarea unor mari obiective industriale, construcții de locuințe, clădiri social-culturale hidrotehnice, porturi, poduri, aeroporturi, drumuri, sisteme de îmbunătățiri funciare etc., multe dintre aceste construcții urmînd a se realiza pe terenuri slabe, cu rezistențe mecanice reduse, ce impun adaptarea unor soluții de fundare complicate și costisitoare.

În sensul celor arătate rezultă că, pentru amplasarea construcției pe asemenea terenuri, trebuie căutate permanent soluții care să satisfacă din punct de vedere tehnic, la costuri cît mai reduse.

Realizarea acestui deziderat este de foarte mare importanță, deoarece în țara noastră (dealtfel ca și în alte țări) apar deosebit de frecvent soluții de fundare indirectă (piloți, chesoane, coloane etc.). Procedeele de fundare indirectă rezolvă în general problema fundării pe terenuri dificile, însă cu consum ridicat de materiale (ciment, oțel, etc.) și la costuri superioare, considerent pentru care s-a recurs la găsirea unor metode care să ducă la îmbunătățirea terenurilor slabe, să le ridice rezistențele mecanice, să le amelioreze proprietățile geotehnice, făcîndu-le bune pentru fundarea directă.

Pentru a putea realiza sisteme de fundare directă în condițiile unor terenuri dificile se aplică fie metoda înlocuirii acestora cu perne din pămînt, balast sau alte materiale locale (procedeu folosit prin compactări de suprafață atunci cînd grosimea stratului dificil nu este prea mare), fie îmbunătățirea în adîncime a stratului slab pe toată grosimea sa, sau numai parțial, cînd aceasta este foarte mare.

13.2. ÎMBUNĂTĂȚIREA PĂMÎNTURILOR PE CALE MECANICĂ LA SUPRAFAȚĂ

Prin această categorie de lucrări se înțeleg compactările executate cu scopul ridicării gradului de îndesare, respectiv a greutății specifice aparente a pămînturilor în stare naturală și mai ales a pernelor de grosimi relativ mici. Aceste compactări depind calitativ și cantitativ atît de caracteristicile utilajului, precum și de caracteristicile geotehnice ale pămîntului.

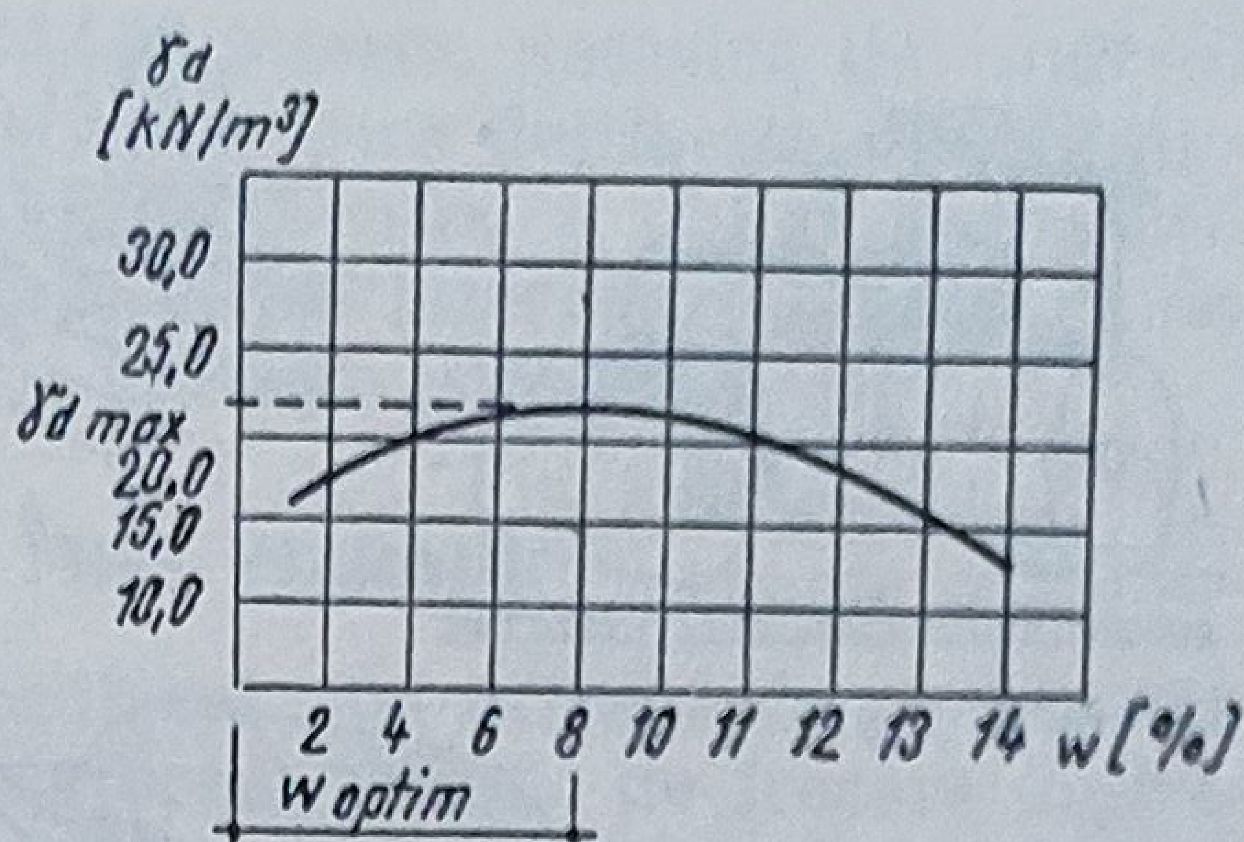


Fig. 13.1. Graficul umidității optime de compactare.

Un rol de seamă îl joacă umiditatea optimă de compactare, care, în funcție de compoziția granulometrică și de natura mineralogică a pămîntului respectiv este alta pentru fiecare caz în parte. Prin umiditatea optimă de compactare se înțelege umiditatea la care se obține gradul de îndesare maxim, cu același lucru mecanic utilizat. Aceasta se determină în laborator, măsurînd, la același lucru mecanic consumat, greutățile volumice aparente γ_d în stare uscată, corespunzătoare diferitelor umidități ale unui pămînt pregătit pentru încercare. Rezultatele obținute se trec într-un grafic conform figurii 13.1. Acest grafic este de fapt o diagramă de stare, care, în ipoteza unei greutăți specifice a scheletului mineral constante, reprezintă legătura dintre porozitate și umiditate. În dreptul valorii $\gamma_{d\,max}$ se obține pe abscisă valoarea W_{optim}.

Odată stabilită umiditatea optimă de compactare se va căuta aceasta să fie menținută la aceeași valoare pentru toată umplutura ce se va realiza din pămîntul respectiv, pe toată perioada de compactare.

13.2.1. COMPACTAREA PRIN CILINDRARE

Pentru compactarea prin cilindrare a straturilor de 15 ... 20 cm se folosesc cilindrii compactori autopropulsați sau remorcați (fig. 13.2, *a* și *c*). Greutatea cilindrilor autopropulsați variază între 50 kN (de tip ușor), 80 kN (de tip mediu) și 100 ... 150 kN (de tip greu). Caracteristic pentru eficacitatea cilindrului compactor este presiunea pe unitatea de lungime a rulourilor, cuprinsă între 50 și 120 daN/cm.

Pentru compactarea unor straturi din pămînt în grosime de 25 ... 30 cm se folosesc cilindrii compactori picior de oaie (fig. 13.2, *b*), care, prin presiunea lor specifică mai mare, ca și prin acțiunea de frămîntare a pămîntului, produc o îndesare mai pronunțată. Folosirea lor este indicată îndeosebi la pămînturi argiloase. Picioarele acestor cilindri, la prima trecere, se înfig complet în pămînt. Pe măsură ce se efectuează mai multe treceri, picioarele se vor înfige mai puțin. Dacă nu se realizează acest lucru, înseamnă că cilindrul este prea greu și trebuie schimbat. Se consideră bună acea compactare la care, pentru ultima trecere, picioarele de oaie se înfig în pămînt numai 3 ... 5 cm. Pentru remorcarea cilindrilor, forța de tracțiune a tractorului se ia de 1/4 ... 2/5 din greutatea cilindrului compactor.

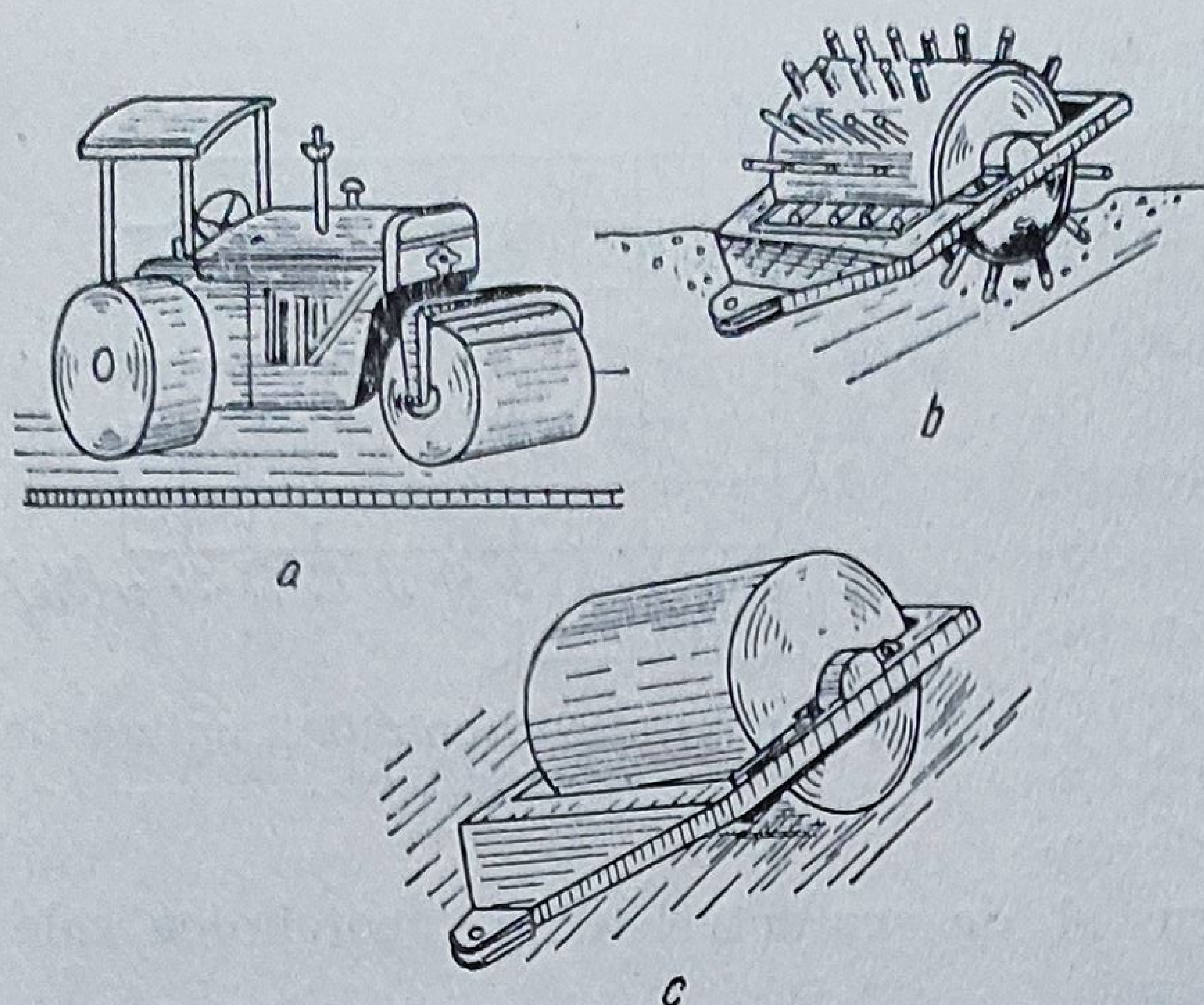


Fig. 13.2. Utilaje de compactare :

a — cilindru compactor neted autotractat; *b* — cilindru compactor picior de oaie tractat; *c* — cilindru compactor neted tractat.

13.2.2. COMPACTAREA PRIN BATERE

Procedeul de compactare prin batere constă fie din batere cu maiul din lemn (metodă veche, în general abandonată), fie prin folosirea unui mai metalic sau din beton armat cu greutatea de 20 . . . 30 kN. Acest mai se ridică la înălțimea de 2 . . . 4 m, cu ajutorul unei macarale, și este lăsat apoi să cadă liber. Înălțimea de cădere și numărul de lovituri pe metru pătrat se stabilesc după natura pămîntului și după grosimea stratului (fig. 13.3).

Metoda aceasta prezintă avantaje și prin aceea că nu este necesar un front larg de lucru sau depozitarea pămîntului în straturi subțiri. Un dezavantaj al acestei metode este efectul dăunător pentru construcțiile din jur. În scopul evitării degradării fundațiilor sau a altor elemente de construcție care se află în contact cu pămîntul supus baterii, aceasta trebuie efectuată la o oarecare distanță de construcții, în funcție de puterea utilajului de compactat.

Pentru compactarea unor volume mai mici de umplutură se folosește maiul pneumatic, care are o productivitate de circa 50 m^3/h. Cu acest mai se pot compacta straturi cu grosimi de 20—30 cm.

Tot pentru compactare prin batere se mai folosește maiul de compactare tip broască, acționat de un motor cu explozie.

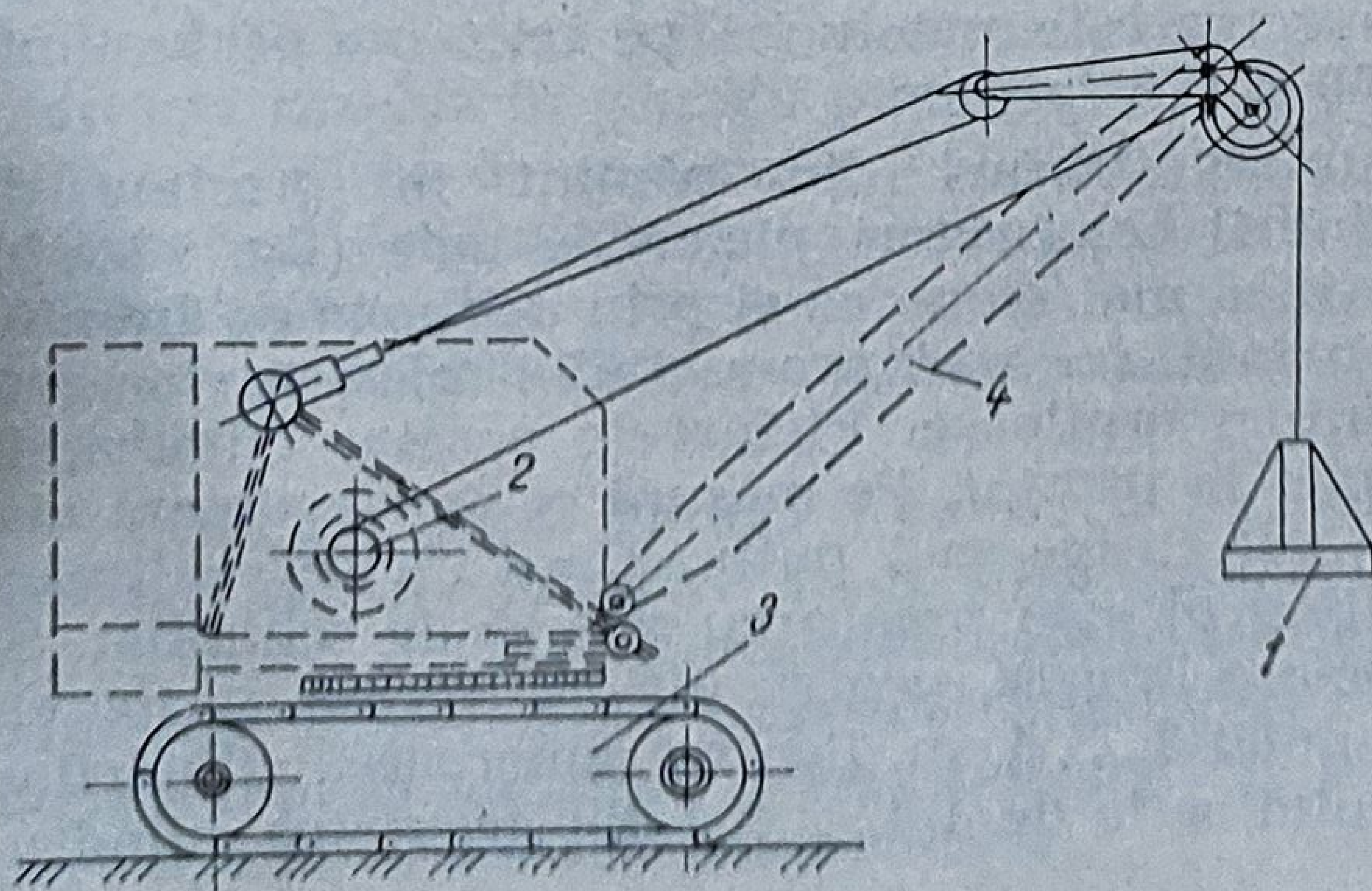


Fig. 13.3. Utilaj de batere pentru compactări de suprafață :

1 — mai; 2 — troliu; 3 — utilaj purtător; 4 — luminare de manevră.

Pentru pămînturile argiloase, la care îndesarea necesită un interval de timp mai lung dictat de eliminarea apei și care depășește durata necesară eliminării apei în cantitatea necesară pentru a obține îndesarea corespunzătoare intensității acțiunii exterioare, se intercalează straturi de nisip și pietriș, care accelerează eliminarea apei din pămînt.

13.2.3. COMPACTAREA PRIN VIBRARE

Pentru pămînturile nisipoase, mijlocul cel mai eficace de compactat îl constituie folosirea vibratoarelor. Prin vibrare, forțele de frecare dintre granule scad și granulele se pot așeza într-o stare mult mai compactă. Practic s-a constatat că efectul vibrării este mult mărit prin saturarea nisipului cu apă, aceasta contribuind la înlăturarea coeziunii aparente.

Vibrațiile folosite sînt generate de obicei cu ajutorul a doi excentrici, care se rotesc în sens contrar, cu o anumită turație. În cazul unei cuplări corespunzătoare, excentricii pot genera vibrații unidirecționale, în particular verticale.

În ceea ce privește mașinile vibratoare, ele se caracterizează, în afară de frecvența vibrațiilor ω și de amplitudinile A, și prin următoarele caracteristici de bază : greutatea agregatului G, în daN ; momentul excentricilor M_{exc}, în daN·cm ; suprafața plăcii de compactat S, în cm^2.

Pe baza încercărilor experimentale se desprind următoarele concluzii, utile pentru practica compactării nisipurilor prin vibrare :

— pentru compactarea nisipului la un grad de îndesare mediu, chiar și în cazul unei uniformități a nisipului, se constată că timpul de 40 s este suficient pentru vibrare (la un raport $\eta = \frac{A\omega^2}{2} = 4{,}5$) ;

— efectul vibrării pentru aceeași adîncime este funcție de presiunea statică, crescînd cu aceasta (fig. 13.4) ;

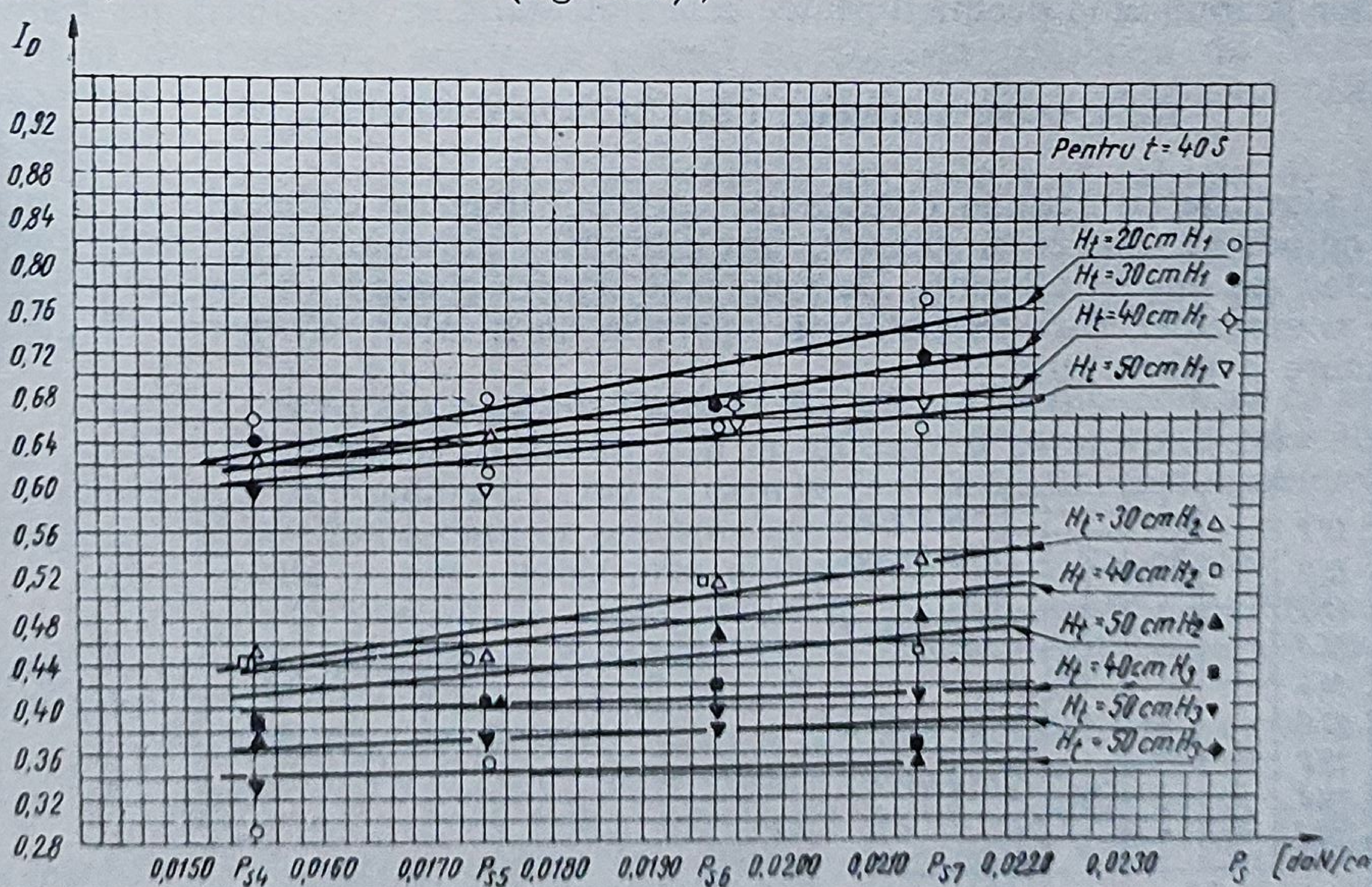


Fig. 13.4. Dependența gradului de îndesare I_D de presiunea statică P_S executată de placa vibrantă, pentru diferite adîncimi H_t și grosimi de straturi $H_1 \ldots H_3$; t — durata de vibrare.

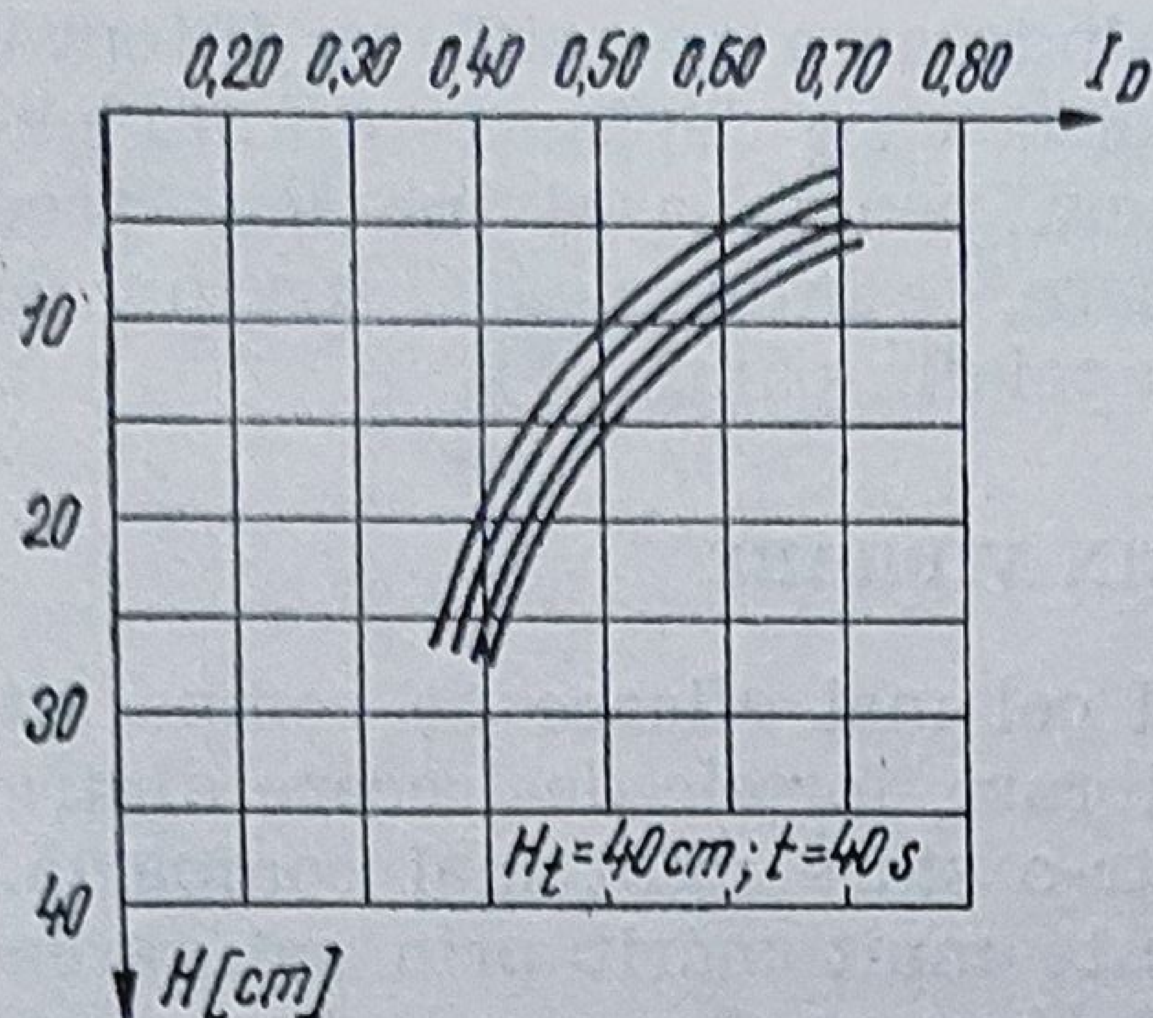


Fig. 13.5. Variația gradului de îndesare I_D pe grosimea stratului compactat H.

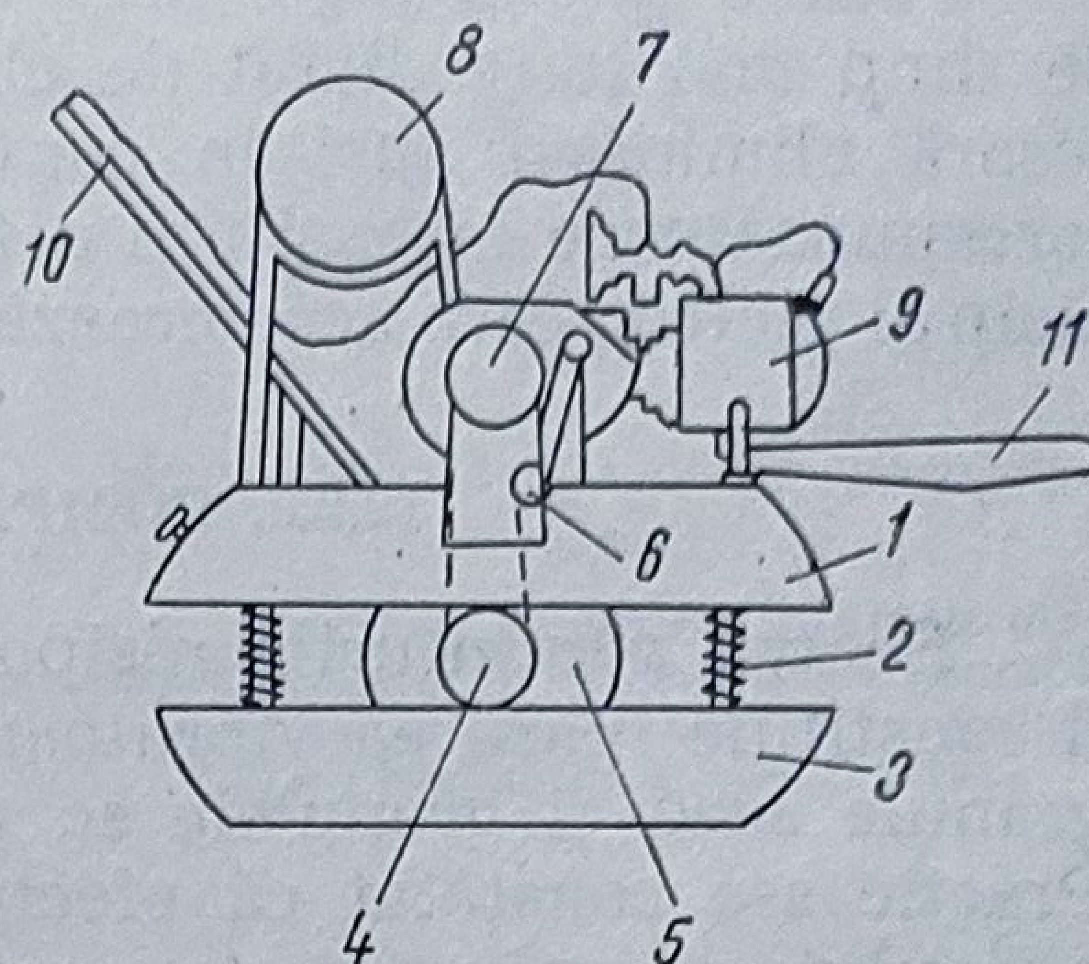


Fig. 13.6. Schema unei plăci compactoare pășitoare:

1 — placă superioară; *2* — arc; *3* — placă inferioară; *4* — roată antrenantă; *5* — vibrator; *6* — roată de întindere a lanțului; *7* — roată motoare; *8* — rezervor de benzină; *9* — motor; *10* — dispozitiv de conducere; *11* — țeavă de eșapament.

— efectul compactării scade cu adîncimea (fig. 13.5);

— valorile gradului de îndesare I_D obținute în experimentările făcute corespund gradului de îndesare pămînt cu îndesare medie și, în majoritatea cazurilor, gradului pămînt compact, ceea ce justifică folosirea vibrațiilor la compactarea pămînturilor nisipoase.

Practic, compactările prin vibrare se execută folosind plăcile vibrante (fig. 13.6). Plăcile vibrante pot fi deplasate manual sau prin mijloace mecanice.

Compactările cu vibratoarele dau îndesări superioare în cazul pămînturilor granulare și productivitatea este ridicată.

13.2.4. COMPACTAREA PRIN METODA COMBINATĂ

Mașinile cu acțiune combinată, care pot executa concomitent lucrări de cilindrare, batere și vibrare, sînt cilindrii compactori și cilindrii compactori pe pneuri vibranți. De asemenea, există sisteme de screpere-cilindri compactori, care execută atît operația de nivelare cît și cea de compactare a pămîntului.

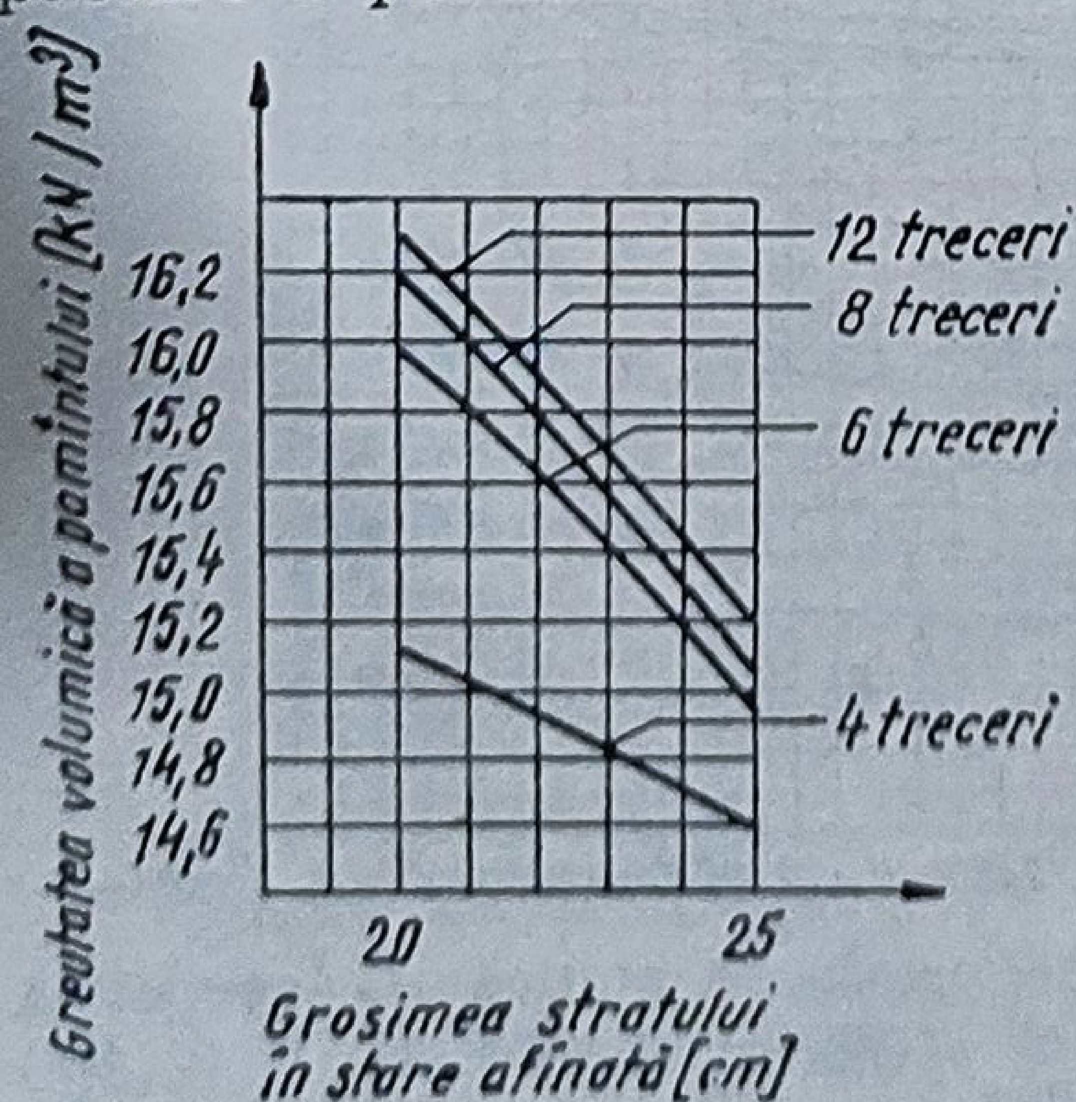


Fig. 13.7. Dependența greutății volumice în stare uscată funcție de numărul de treceri ale cilindrului compactor.

Cilindrii vibratori au o productivitate de circa 4 . . . 5 ori mai ridicată decît a cilindrilor de aceeași greutate nevibratori.

În figura 13.7 se prezintă rezultatele obținute la încercarea unui screper-cilindru compactor.

13.2.5. PERNE DIN PĂMÎNT SAU DIN BALAST

Înlocuirea terenului dificil prin perne din pămînt, balast sau alte materiale locale constă în excavarea stratului slab, așternerea și apoi compactarea prin cilindrare sau batere în mod succesiv a unor straturi din pămînt sau balast de 20 . . . 30 cm, aceasta realizîndu-se potrivit prevederilor din normativul C. 29-77.

Acest procedeu permite micșorarea adîncimii de fundare, ceea ce este deosebit de important pentru construirea fundațiilor în incinte cu nivel al apei ridicat. În acest caz, perna se poate dispune direct în apă, iar fundația se construiește deasupra apei.

Pernele din pămînt sau balast distribuie presiunile pe o suprafață mai mare decît talpa fundației și, din acest motiv, mărimea presiunii transmisă terenului slab va fi mai mică decît cea de sub talpa fundației. Ele măresc stabilitatea fundațiilor, deoarece în majoritatea cazurilor au caracteristici de rezistență (unghi de frecare interioară și coeziune) mult superioare caracteristicilor de rezistență ale pămînturilor de bază.

Folosirea pernelor contribuie la micșorarea tasărilor fundațiilor, creșterea modulului de deformație generală a pămînturilor de sub fundație, care depășește de cîteva ori modulul de deformație al stratului de bază. În afară de aceasta, amenajarea pernelor continue sub fundații în fîșie (sau sub fundații izolate) duce la micșorarea uniformității tasărilor fundațiilor și prin redistribuirea tensiunilor în terenul slab de sub pernă. Pernele din balast cu granulație mijlocie și mare, cu un conținut nu prea mare de praf și de particule argiloase permit micșorarea adîncimii de fundare, deoarece terenul argilos sensibil la îngheț este înlocuit cu terenul nisipos insensibil la îngheț.

O importanță deosebită o au pernele din balast în calitate de strat drenant, adică pentru drenarea apei din porii terenului argilos, saturat, situat dedesubt. Apa din pori se elimină în procesul comprimării sub influența încărcării provenite din construcție sau a greutății pernei din balast.

13.2.5.1. **Perne din pămînt.** Pernele din pămînt compactat au ca scop reducerea sau eliminarea sensibilității la umezire a pămîntului care alcătuiește terenul de fundare în zona în care se face resimțit efectul sarcinilor transmise de tălpile fundațiilor construcțiilor.

Aceste perne se pot realiza prin aplicarea a trei tehnologii :

— pernă din pămînt de aport, așternut în săpătură în grosimi care asigură o bună compactare și compactat la umiditatea optimă de compactare ;

— compactarea terenului de fundare din amplasament în așa fel încît să nu mai prezinte sensibilitate la umezire ;

— combinarea acestor două tehnologii printr-o compactare a terenului din amplasament, peste care ulterior se execută perna din pămînt de aport, care se compactează la rîndul ei.

Indiferent de soluția adoptată, proiectarea presupune fixarea următoarelor caracteristici referitoare la pernă : presiunea normată aplicată la

suprafața pernei, grosimea pernei, extinderea ei în plan, îndesarea materialului din pernă și natura pămîntului îndesat (umiditatea optimă de compactare pentru acest pămînt și mecanismele de îndesare necesare).

Presiunea normată aplicată la partea superioară a pernei se determină avînd în vedere proprietățile fizico-mecanice ale pămîntului din pernă.

Aceasta se determină pentru starea complet inundată a pernei. În țara noastră presiunea normată în cazul unei perne din loess pentru fundații încărcate centric se ia $p = 2$ daN/cm². Pentru fundații încărcate excentric ea se majorează cu 15% și în cazul grupărilor extraordinare cu 30%.

În cazul în care grosimea pernei este impusă inițial, presiunea normată pe pernă se va lua în așa fel încît capacitatea portantă a terenului neîmbunătățit sub pernă să nu depășească presiunea limită (pînă la care există dependență liniară între presiune și tasare).

Pentru determinarea grosimii pernei se consideră că repartizarea presiunilor laterale fundației se face pe o zonă egală cu jumătate din grosimea pernei (fig. 13.8).

Grosimea pernei se determină din condiția ca la baza ei să nu se depășească valoarea rezistenței structurale a terenului saturat. Prin rezistența structurală (notată cu p_0) a unui pămînt loessoid se înțelege suma dintre tensiunea provocată de sarcina exterioară și cea din greutate proprie la care începe să se producă tasarea suplimentară în condițiile saturării sale totale.

Deci :

$$p_0^n = p_0 (b + h_p), \tag{13.1}$$

în care :

b este lățimea fundației ;

h_p — grosimea pernei.

De aici se poate deduce grosimea pernei :

$$h_p = \frac{p_0^n - p_0}{p_0} b. \quad (13.2($$

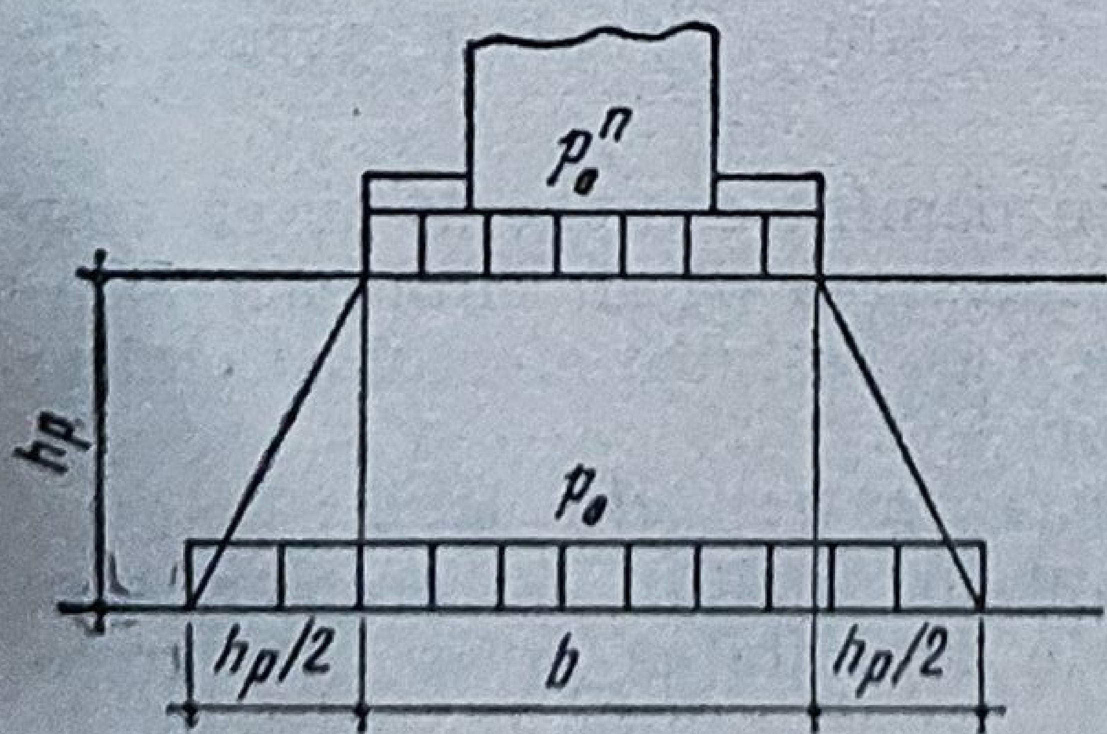


Fig. 13.8. Repartizarea presiunilor laterale fundației.

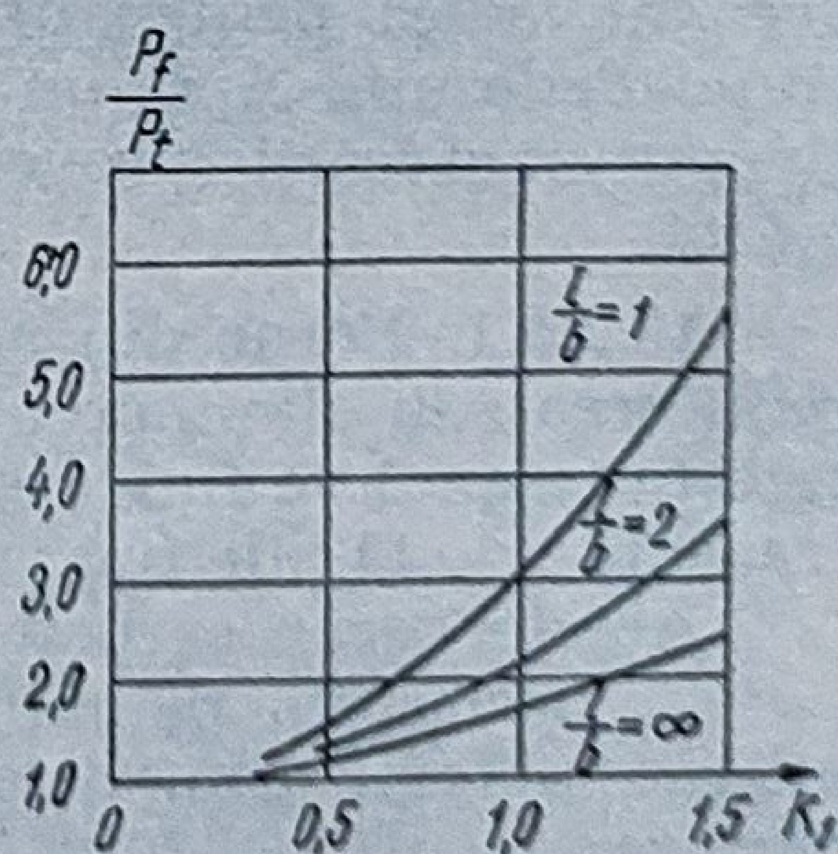


Fig. 13.9. Valoarea coeficientului K_1 funcție de raportul laturilor fundației (l/b) și de raportul dintre presiunea la partea superioară a pernei și cea în terenul de sub pernă (p_f/p_t).

Dacă perna se execută numai pentru a evita tasarea suplimentară prin umezire, ea va avea numai rol de ecran.

În cazul cînd grosimea pernei este impusă, rezistența normată de la partea ei superioară se poate calcula din grosimea ei și rezistența structurală a terenului de sub pernă :

$$p^n b = p_0 b + 2p_0 \frac{h_p}{2}, \tag{13.3}$$

de unde

$$p^n = p_0 \left(1 + \frac{h_p}{b}\right). \tag{13.4}$$

Din practică s-a constatat că relația este valabilă pentru fundații avînd o lățime pînă la 2 m.

Grosimea pernei mai poate fi determinată și pe bază de abace, ea fiind egală cu

$$h_p = K_1 b. \tag{13.5}$$

Coeficientul K_1 se ia din abace funcție de raportul laturilor fundației și de raportul dintre presiunea care se aplică la partea superioară a pernei și rezistența structurală a terenului de sub pernă (fig. 13.9).

Extinderea în plan a pernei trebuie să asigure și stabilitatea laterală a terenului de fundare.

După A b e l e v zona îndesată trebuie să includă izobarele 0,2 pentru eforturi unitare normate verticale și 0,3 pentru eforturi unitare normate orizontale (fig. 13.10).

Dimensiunile pernei se iau funcție de dimensiunile fundațiilor, de configurația lor în plan și de presiunea pe teren. Dacă perna se execută numai pentru a evita tasarea prin umezire, lățimea ei se poate lua egală cu

$$h_p = b\,(1 + 2K) \tag{13.6}$$

în care K este un coeficient ce are în vedere caracterul distribuției deformațiilor orizontale în teren și are următoarele valori :

$K = 0{,}30$ pentru $p = 1{,}5 \ldots 2{,}0$ daN/cm² ;

$K = 0{,}35$ pentru $p = 2{,}5 \ldots 3{,}0$ daN/cm².

Perna va fi de minimum 0,3 m în afara fundației în fiecare parte și la nivelul ei superior și 0,2 m la nivelul ei inferior. Pentru ca perna să aibă rol de ecran, va fi evazată cel puțin cu 1 m de fiecare parte a fundației. După ce s-au ales dimensiunile și grosimea pernei trebuie efectuat un calcul de verificare a presiunii care se transmite la baza pernei. La acest calcul se ține seama de faptul că modulul de deformație

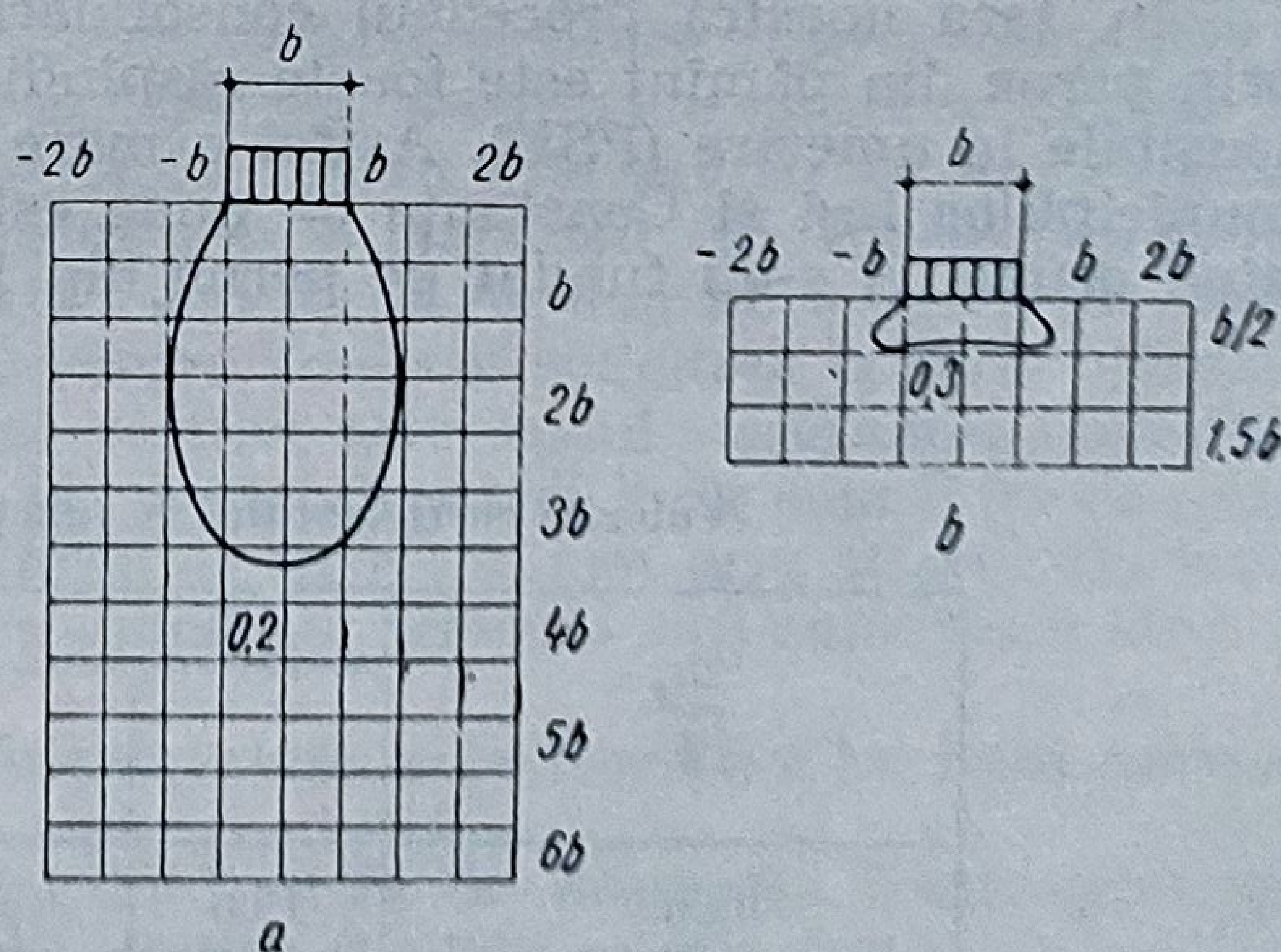


Fig. 13.10. Izobarele pe care trebuie să le cuprindă zona îndesată :

a — pentru eforturi unitare normate verticale; *b* — pentru eforturi normate orizontale.

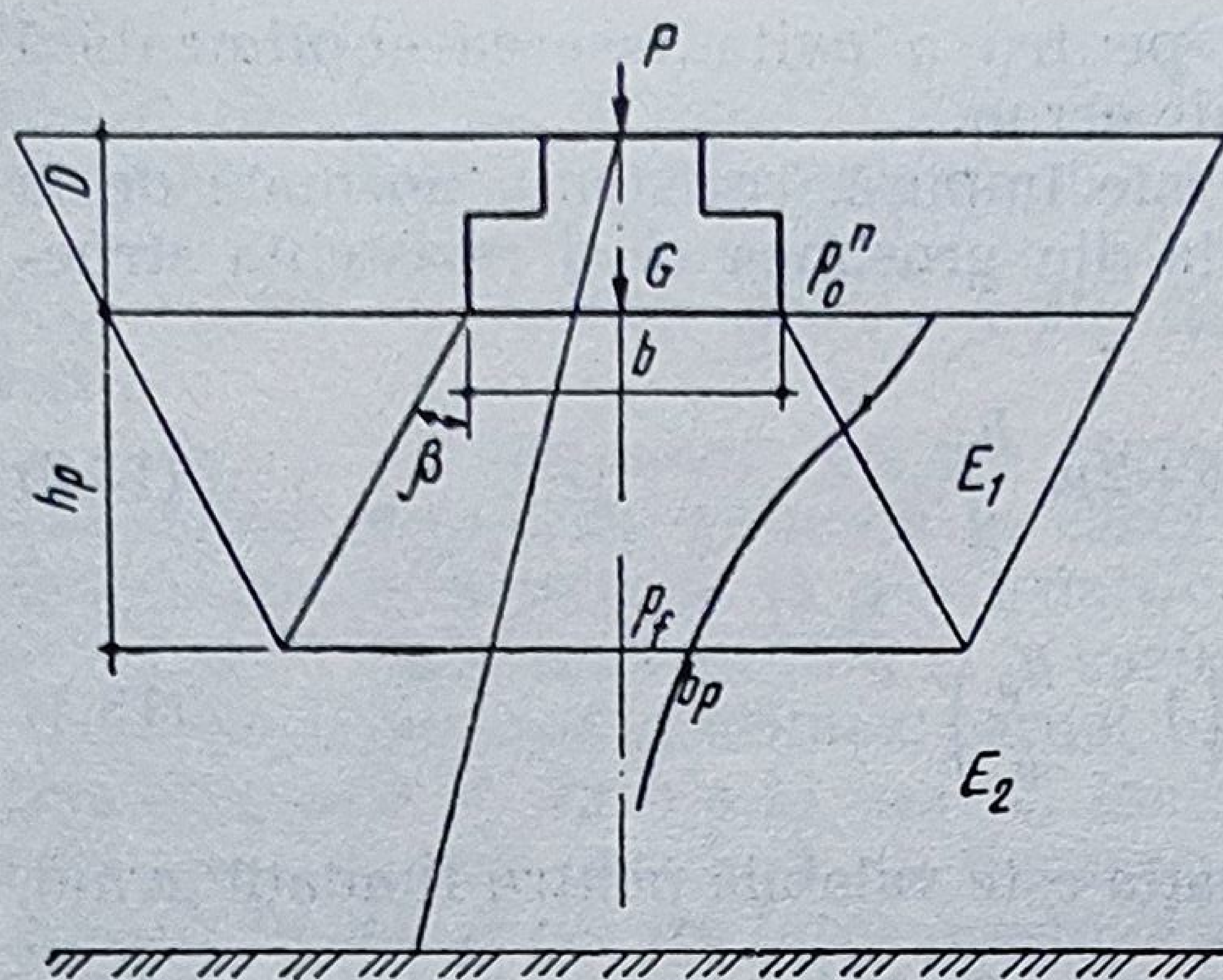


Fig. 13.11. Dimensiuni ale pernei și presiuni (notații):

P — încărcarea; G — greutatea proprie a fundației; D — cota de fundare; p_0^n — presiunea pe talpă; p_f — presiunea la baza pernei; b_p — lățimea pernei la bază; h_p — grosimea pernei.

al materialului din pernă este mai mare decît cel al terenului natural umezit (fig. 13.11).

Calculul presiunii de la baza pernei se poate efectua considerînd un teren bistratificat avînd modulul de deformație $E_1 > E_2$.

În această situație, grosimea stratului echivalent se poate determina cu relația lui Odemark:

$$h_e = 0{,}9\sqrt[2,5]{\frac{E_1}{E_2}}\,h_p. \qquad (13.7)$$

O altă cale folosește pentru calculul presiunii de la baza saltelei, relația

$$\sigma = K\,(p_f + \gamma_p h_p). \qquad (13.8)$$

în care K este un coeficient care se ia din tabelul 13.1 funcție de raportul de rigiditate n_0 și de raportul $\frac{2h_p}{b}$;

$$n_0 = \frac{E_1\,(1-\nu_2^2)}{E_2\,(1-\nu_1^2)}, \qquad (13.9)$$

unde $\nu_2 = 0{,}5$, iar $\nu_1 = 0{,}3$.

Pentru E_1, care este modulul de deformație al materialului pernei, se ia de obicei $E > 150$ daN/cm^2, iar pentru pămîntul sensibil la umezire E_2 este, obișnuit, cuprins între 15 daN/cm^2 și 30 daN/cm^2. Pentru valorile intermediare ale lui n_0 se poate interpola liniar.

În țara noastră procedeul consolidării terenurilor slabe de fundare prin perne din pămînt este foarte răspîndit, în special pentru pămînturile sensibile la umezire (PSU). Astfel o mare parte a construcțiilor din zona municipiilor Iași și Constanța — unde este foarte răspîndit PSU aparținînd grupei A s-au fundat pe perne din loess compactat prin cilindrare.

TABELUL 13.1

Valorile coeficientului K funcție de rigiditate n_0

$\frac{2h_p}{b}$	n_0			
	1	5	10	15
0,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,50	1,02	0,95	0,87	0,82
1,00	0,90	0,69	0,58	0,52
2,00	0,60	0,41	0,33	0,29
3,33	0,39	0,26	0,22	0,18
5,00	0,27	0,17	0,16	0,12

Concluziile referitoare la pernele din pămînt se pot rezuma astfel :

Pernele din pămînt se pot utiliza cu bune rezultate pentru consolidarea PSU din grupa A în vederea fundării directe a construcțiilor, cu condiția dimensionării corecte a acesteia, în special a grosimii sale, care trebuie aleasă din condiția ca presiunea transmisă la baza pernei să fie cel mult egală cu rezistența structurală P_0 a loessului înmuiat. Trebuie ținut cont că prin adaptarea acestui procedeu de fundare cît și în cazul pernelor din balast tasările pot fi reduse sub limita admisă de construcția ce urmează a se funda.

La adoptarea acestui sistem de fundare trebuie urmată o metodologie unitară pentru toată țara, referitor la dimensionarea și executarea pernelor din pămînt. În acest sens trebuie respectate întocmai prevederile din normativul C. 29-77.

Pernele din pămînt se pot adopta cu bune rezultate și la alte tipuri de pămînturi, în afară de PSU, respectiv pentru cele cu caracter mîlos sau de consistență scăzută, dar în special prin înlocuirea acestora pe o anumită adîncime din suprafață.

O execuție corectă a pernelor din pămînt poate conduce la realizarea în suprafață a unui strat de permeabilitate redusă ce se opune infiltrării sub construcție a apelor de suprafață.

Trebuie evitată executarea pernelor din pămînt în anotimpurile ploioase deoarece în astfel de situații este dificil de respectat umiditatea optimă de compactare.

13.2.5.2. **Perne din balast.** Pernele din balast se folosesc pentru mărirea stabilității și micșorarea tasărilor, pentru drenarea apei evacuate din porii terenului, precum și pentru înlocuirea stratului de pămînt sensibil la îngheț. Grosimea patului se alege în funcție de destinația lui. La înlocuirea stratului superficial din motivul sensibilității la îngheț patul din balast se prevede pe întreaga adîncime de îngheț, corespunzător regiunii respective.

Perna din balast elimină contactul betonului din fundații cu apa agresivă în cazul cînd aceasta este la un nivel ridicat prin efectul de rupere a capilarității.

Dacă perna din balast este folosită în calitate de dren orizontal, grosimea acestuia se alege astfel încît după colmatarea zonei marginale superioare de particule de argilă, patul să mențină o secțiune de scurgere suficientă. În cazul în care perna din balast este prevăzută pentru micșorarea tasărilor fundațiilor, grosimea ei se stabilește din condiția ca tasarea sa și a stratului din pămînt aflat sub ea să fie mai mică decît cea admisă pentru construcția respectivă. Pentru fundații solicitate la forțe orizontale sau momente este necesar să se verifice prin calcul stabilitatea fundațiilor. Grosimea pernei în acest caz se va stabili astfel încît suprafața de alunecare (în cazul pierderii stabilității) să treacă numai prin stratul din balast, deoarece caracteristicile de rezistență ale acestuia sînt superioare stratului din pămînt de la bază.

Proiectarea fundațiilor pe perne din balast se face pe baza normativului C. 29-77.

Pentru realizarea pernelor în funcție de proporția fracțiunilor granulare principale de bolovăniș, pietriș și nisip se pot folosi :

— bolovănișul cu fracțiunea dominantă 20 . . . 200 mm, fără a depăși însă 60%, restul fiind pietriș și nisip ;

— balastul, un amestec natural din pietriș cu nisip și bolovăniș, ultima fracțiune nedepășind circa 25% ;

— balastul nisipos, un amestec de pietriş cu nisip, fracţiuni cu pondere apropiată.

În fiecare din materialele de mai sus se acceptă prezenţa fracţiunilor praf plus argilă circa 10%.

Granulozitatea materialelor se recomandă a fi continuă, iar coeficientul de neuniformitate $U_n > 15$, urmărindu-se pe cît posibil aprovizionarea unui singur material provenit din aceeaşi carieră, nefiind acceptate resturile vegetale vizibile, bucăţi de lemn, pămînturi argiloase, deşeuri industriale etc.

În cazul în care baza pernei se execută la nivelul apei subterane sau sub acesta, se recomandă ca straturile respective să fie realizate din materiale cu fragmente mari (de exemplu, bolovăniş).

Alegerea utilajului de compactare, grosimea straturilor şi numărul de treceri necesare pentru atingerea gradului de îndesare, respectiv compactare indicat de proiectant, se stabilesc la execuţie în funcţie de natura materialului, pe bază de încercări preliminare efectuate de constructor în prezenţa proiectantului, folosind utilaje cu care urmează să execute apoi toată perna.

Pe platforme întinse, în ultimii ani, pernele din balast cu grosimi pînă la 7 m se realizează prin hidromecanizare.

Umpluturile din pernă vor fi realizate în condiţiile de calitate prescrise orientativ în tabelul 13.2, în funcţie de granulozitatea materialului.

Parametrii iniţiali ai compactării rezultă în funcţie de natura materialului şi de tipul utilajului. În tabelul 13.3 se dau orientativ aceşti parametri unde s-au folosit notaţiile :

— grosimea stratului înainte de compactare — d_i ;

— grosimea stratului după compactare — d_c ;

— numărul de treceri suprapuse cu utilajul — n.

Stabilirea cantităţii de material necesar pentru atingerea parametrilor din tabelul 13.3 se poate face ţinînd seama de greutatea volumică în stare uscată a materialului afînat, aşternut în strat, determinată pe şantier.

Controlul pe şantier al calităţii umpluturilor constă în verificarea atentă a granulozităţii materialului utilizat, a umidităţii acestuia, a grosimii straturilor şi a numărului de treceri suprapuse cu utilajul de compactare, respectîndu-se întocmai prescripţiile în vigoare (STAS 1913/5-74 cu referire la granulozitate).

TABELUL 13.2

Condiţii calitative recomandate umpluturilor

Caracteristica	Simbol	Unitatea de măsură	Bolovăniş	Balast	Balast nisip
Greutatea volumică în stare uscată	d	kN/m³	21,5	21,5...20,5	20,5...19,5
Umiditatea optimă de compactare	W_{opt}	%	4...6	6...8	8...10
Gradul de îndesare	I_d	—		0,75	

Parametrii inițiali ai compactării funcție de material și de utilajul folosit

Utilajul / Natura materialului	d_i în cm	d_e în cm	n
Rulou compactor vibrant 5,5 t (pentru toate materialele)	50...60	35...45	4...6
Compactor pe pneuri (toate materialele)	30...35	25...30	6...8
Rulou compactor static 10—20 t (balast nisipos, excepțional balast)	20...25	15...20	10...14

Verificarea compactării se efectuează pe baza probelor de control, prin determinarea următoarelor caracteristici :

— greutatea volumică pe teren (γ, în kN/m³), după compactare, conform STAS 1913/15-75, aplicînd metoda determinării volumului cu apă și cu folie din material plastic ;

— umiditatea (w), conform STAS 1913/1-73, greutatea volumică în stare uscată (γ_d, în kN/m³), după compactare, cu ajutorul relației

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + \frac{w}{100}}; \qquad (13.10)$$

— gradul de îndesare I_D cu ajutorul relației

$$I_D = \frac{\gamma_{dmax}(\gamma_d - \gamma_{dmin})}{\gamma_d(\gamma_{dmax} - \gamma_{dmin})}, \qquad (13.11)$$

unde :

γ_{dmin} este greutatea volumică minimă în stare uscată și cea mai afînată ;

γ_{dmax} — greutatea volumică maximă în stare uscată și cea mai îndesată.

Suplimentar, verificarea compactării se poate face și direct, prin penetrări dinamice cu con.

În zona Moldovei ca și în Banat, procedeul fundării directe pe perne din balast este întîlnit foarte des.

13.3. ÎMBUNĂTĂȚIREA TERENURILOR DIFICILE ÎN ADÎNCIME ÎN VEDEREA FUNDĂRII DIRECTE

Procedeele ce urmează a fi analizate în acest capitol pot înlocui sistemele de fundare indirectă cu condiția ca structura construcției să fie concepută sau adaptată preluării în bune condiții a unor tasări probabile de valori mai reduse, dar care totuși ar putea apare în timpul exploatării.

Aceste tasări, care în cazul terenurilor consolidate sînt iminente, pot fi totuşi limitate ca mărime prin alegerea celui mai potrivit procedeu de consolidare, aceasta făcîndu-se în funcţie de natura terenului şi prin respectarea strictă a unei tehnologii de execuţie stabilită experimental.

13.3.1. METODE DE CONSOLIDARE ÎN ADÎNCIME BAZATE PE TEHNICA VIBRĂRII

Una din metodele tehnice moderne de consolidare în adîncime a terenurilor slabe este vibrarea. O bună cunoaştere a rezultatelor vibrării, a progreselor realizate în construcţia vibratoarelor a deschis în acest sens posibilităţi foarte extinse de folosire în tehnologii extrem de interesante. Astfel, după mai puţin de 50 ani de la primele experienţe făcute pe nisipuri şi pietrişuri mai mult sau mai puţin saturate, ideea utilizării vibraţiilor folosite la punerea în operă a betoanelor a început să fie aplicată şi la pămînturi, obţinîndu-se astfel un material cu o compactare bună şi o rezistenţă ridicată.

Vibratoarele la care se face referire sînt destinate producerii şi utilizării vibraţiilor la îmbunătăţirea structurii terenurilor sau a materialelor introduse în acesta. Ele pot genera vibraţii verticale sau orizontale întreţinute.

13.3.1.1. **Consolidarea în adîncime prin vibroflotare.** Vibroflotarea este o tehnică de consolidare aplicată în mai multe ţări. În principiu ea este comparabilă cu vibrarea betonului cu ajutorul vibratoarelor de adîncime. Astfel, se introduce în teren un generator de vibraţii întreţinute, care, în anumite condiţii, provoacă lichefierea terenului şi permite o restructurare a acestuia în timpul şi după efectuarea lucrului.

Procedeul de consolidare a terenurilor de fundare prin vibroflotare constă din introducerea în teren a unui vibrator de formă cilindrică acţionat electric sau hidraulic, concomitent cu un jet de apă. Prin acţiunea combinată a vibraţiilor şi a jeturilor de apă se realizează îndesarea nisipului, iar în completare se adaugă balast cu diametrul pînă la 1 m. Acţiunea celor doi factori are ca efect anularea forţelor de legătură dintre granulele terenului, care rearanjate ajung prin vibrare într-o stare de densitate maximă. Rezultatul final constă într-o creştere a capacităţii portante a terenului, iar tasările fundaţiilor se reduc foarte mult.

Aplicarea vibroflotării în terenuri coezive sau aluviuni cu granulaţie fină nu duce la aceleaşi rezultate, deoarece prin vibrare nu se pot anula forţele de legătură dintre particule, neputînd fi separate, nici chiar temporar, pe parcursul vibrării. De aceea, în aceste cazuri se aplică procedeul prin *adaos de materiale granulare*.

Vibroflotarea a fost aplicată economic ca soluţie de fundare în diferite ţări, echipamentele evoluînd ca putere şi dimensiuni. În ţara noastră procesul introducerii procedeului de vibrare în masă (vibroflotării) este în curs de însuşire, realizîndu-se pînă în prezent experimentări în terenuri necoezive pe cîteva platforme industriale, unde este deja aplicat pentru lucrări de consolidare.

Procedeul vibroflotării poate fi aplicat pentru *vibroîndesarea* pămînturilor necoezive care au o compoziţie granulometrică cuprinsă între 0,06 mm şi 150 mm, cînd, sub efectul vibraţiilor transmise în plan orizontal, se creează posibilitatea reaşezării granulelor în stare de maximă îndesare, domeniul aplicării acesteia fiind prezentat în figura 3.12.

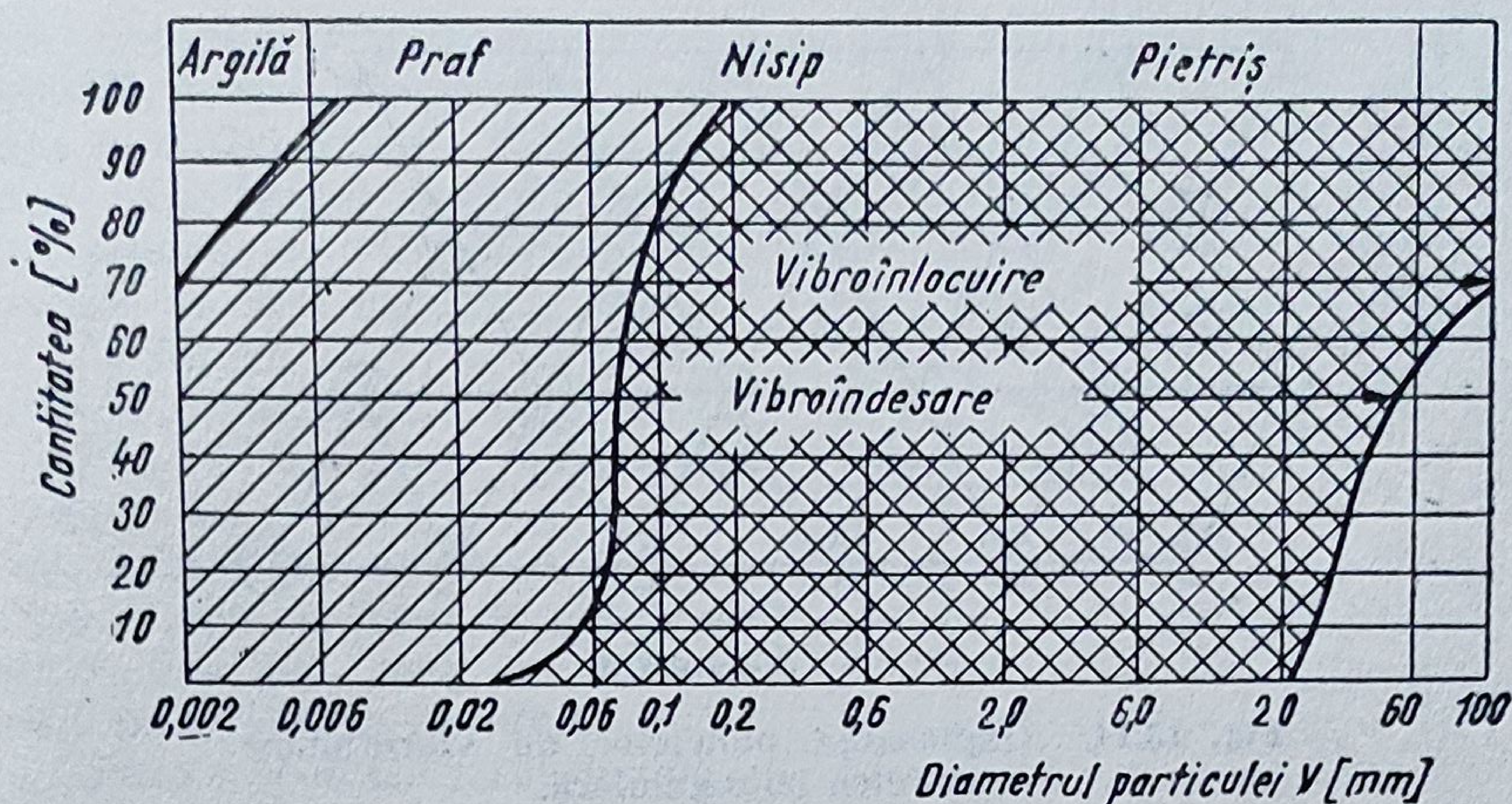


Fig. 13.12. Compoziția granulometrică a pămînturilor necoezive vibroîndesabile, respectiv vibroînlocuibile.

Evident, efectul vibrațiilor scade cu diametrul particulelor, eficacitatea fiind mai mare în nisipurile grosiere decît în cele fine.

După cum arată cercetările, granulozitatea terenului are o importanță deosebită asupra eficienței vibroflotării. Astfel, terenurile a căror granulozitate se situează în domeniul *B* din figura 13.13 se pot îndesa cel mai bine. Prezența straturilor argiloase exclusiv de fine și a materialelor organice poate crea diferite dificultăți pentru compactarea prin vibroflotare. În general, pămînturile a căror curbă granulometrică este situată complet în zona *A* nu se pot compacta corespunzător, totuși, porțiuni din curba granulometrică a acestora poate fi cuprinsă în această zonă. Pietrișurile, nisipurile îndesate, nisipurile slab cimentate ca și lipsa apelor subterane determină o reducere a vitezei de avansare.

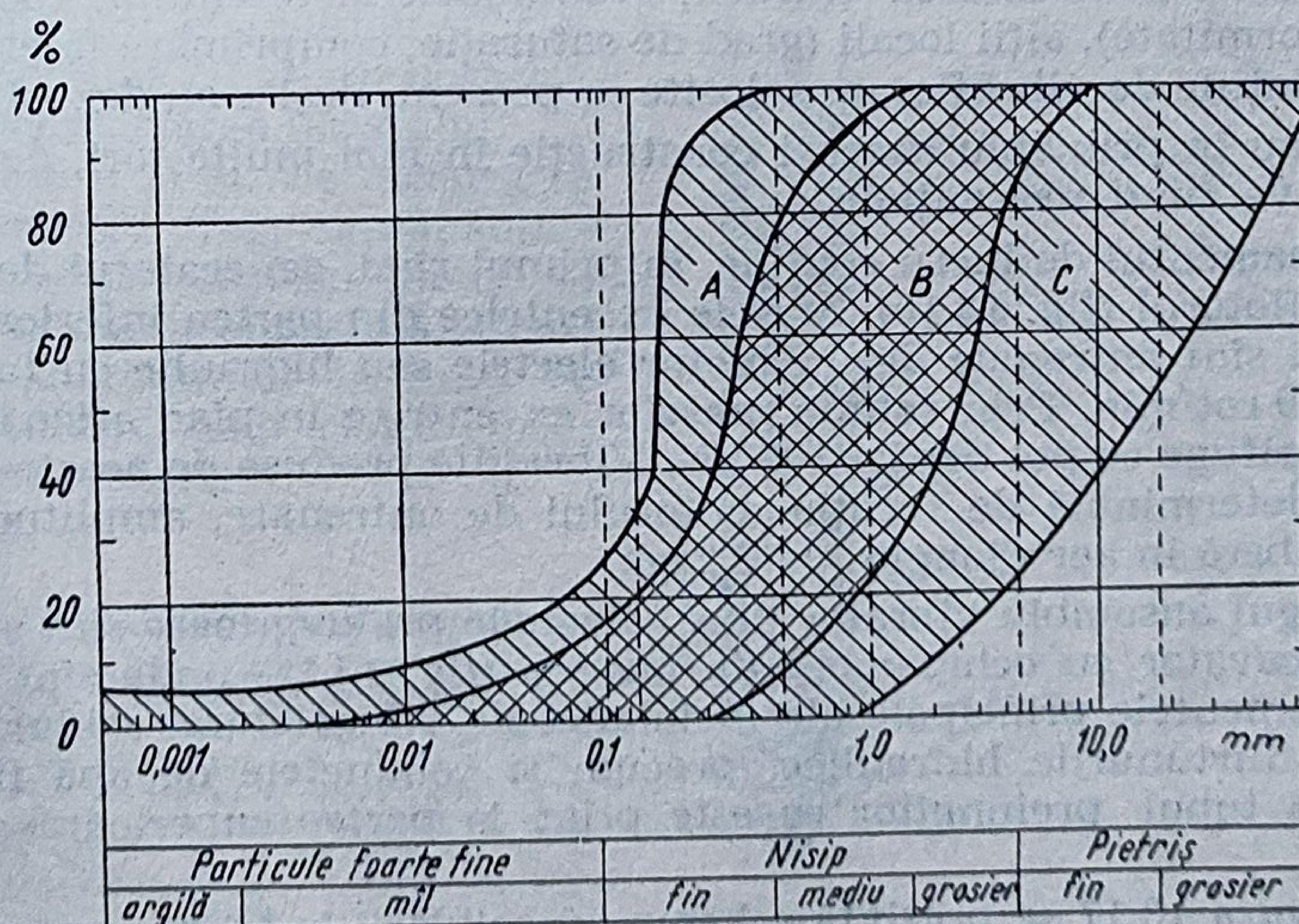


Fig. 13.13. Eficiența vibroflotării funcție de granulozitatea terenului:
A și *C* — zone care nu se pot compacta corespunzător; *B* — zonă care se poate compacta cel mai bine.

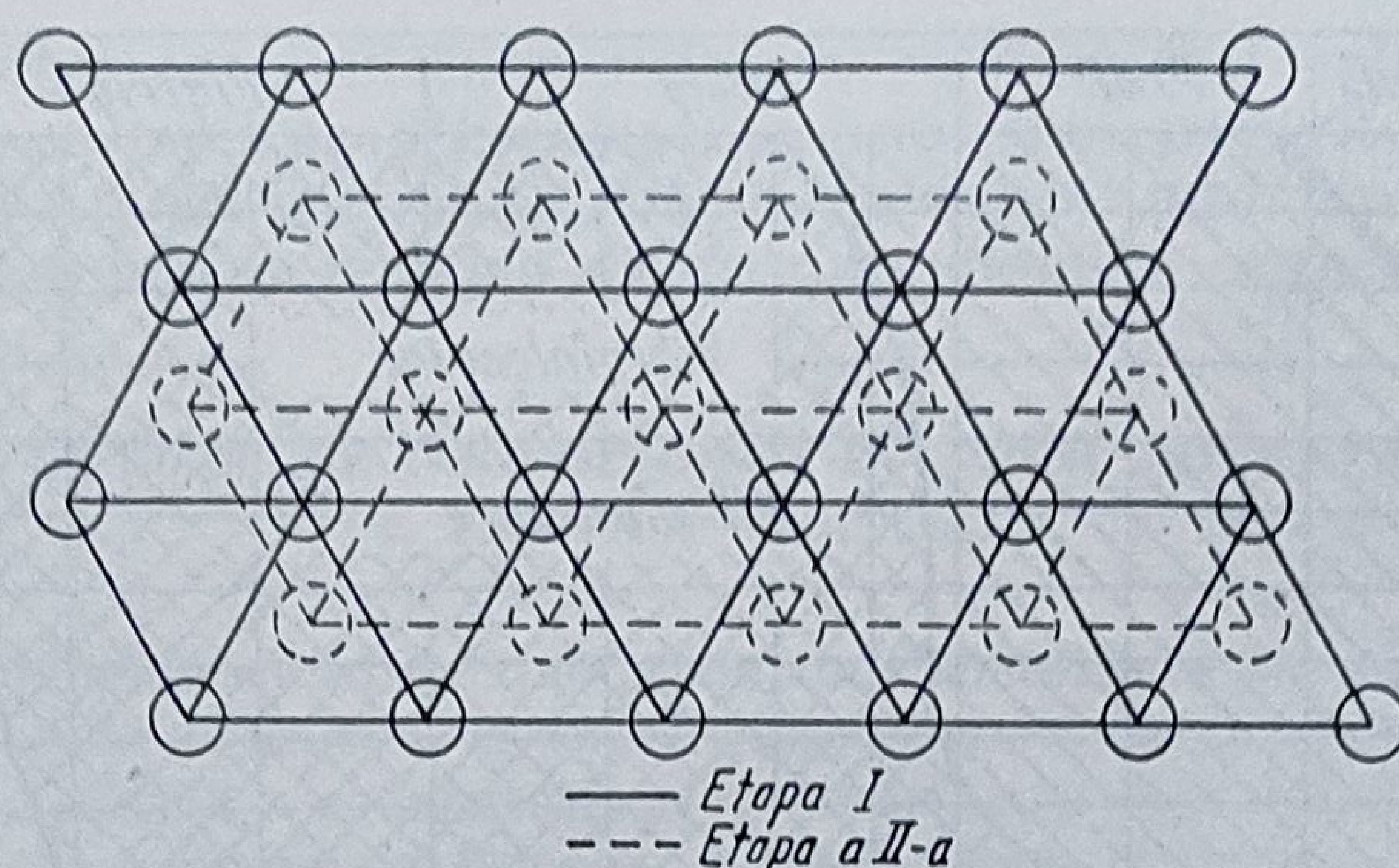


Fig. 13.14. Amplasarea punctelor de vibroflotare în rețea triunghiulară.

Cercetările întreprinse în diferite țări au condus la concluzia că cea mai mare eficacitate a compactării se obține cînd punctele de vibroflotare sînt amplasate în rețea triunghiulară (fig. 13.14), distanța interax fiind stabilită experimental funcție de natura terenului de compactat, de puterea vibroflotorului și portanța necesar a fi obținută.

Distanța dintre punctele de consolidare este de regulă de 1,70 ... 2,50 m, raza de influență fiind de 0,90 ... 1,25 m, revenind de fapt un punct de consolidare la 3,0 ... 5,0 m^2. Raza de influență este mai mare în pămînturile necoezive cu granulozitate mare și mai mică în cele cu granulozitate mică. În cazul pămînturilor coezive, vibrațiile se propagă greu, astfel că nu se poate vorbi de o rază de influență, ci doar de un diametru mediu al coloanei realizate.

De fapt nu există limită precisă între terenurile compactabile și cele necompactabile prin vibrare. Această limită depinde de mai mulți factori, unii intrinseci (intensitatea vibrării, granulometria terenului, coeficientul de neuniformitate), alții locali (grad de saturație, comprimare laterală etc.).

Instalațiile de vibroflotare folosite în prezent, deși s-au dezvoltat independent, au în principiu aceeași construcție în mai multe țări, deosebirile constructive fiind neesențiale.

Echipamentul de lucru conține, în primul rînd, generatorul de vibrații sau vibroflotorul (fig. 13.15). Masele excentrice din partea inferioară a vibratorului sînt antrenate de un motor electric sau hidraulic cu turația de circa 1 800 rot/min. Prin rotația maselor excentrice în plan orizontal apar forțe centrifuge ce pot depăși 100 kN. Vibrațiile produse de aceste forțe au pulsația determinată de turația motorului de antrenare, amplitudinile la mișcare liberă în aer ajungînd la 3,2 cm.

Întregul ansamblu vibrator plus coloanele prelungitoare sînt susținute de un excavator cu echipament de macara (fig. 13.16) unde sînt prezentate și elementele principale ale instalației de vibroflotare, cablurile electrice sau furtunurile hidraulice, precum și conductele de apă fiind conectate la tubul prelungitor ce este prins la partea superioară a vibratorului.

În figura 13.17 se prezintă schema consolidării în teren necoeziv și în teren coeziv.

În aplicarea acestei metode de îmbunătățire a calităților terenului de fundare trebuie avut în vedere faptul că există un număr de parametri

care afectează rezultatele compactării, aceştia nesupunîndu-se unor evaluări exacte. Totuşi pe baza experienţei de mai mulţi ani, procedeele vibroflotării au evoluat şi dau rezultate bune.

În figura 13.18 se prezintă fazele de realizare a consolidării.

Faza I. Se referă la etapa dinainte de a-l introduce în teren ; vibratorul este lansat în plină viteză cu jetul de apă inferior deschis, ceea ce facilitează pătrunderea în teren.

Faza a II-a. Cu jetul de apă în plină acţiune vibroflotorul este coborît în pămînt sub greutatea proprie. Vibraţia împreună cu urcarea din nou a apei înlesneşte coborîrea rapidă.

Faza a III-a. În timpul coborîrii, materialul din jurul vibroflotorului este antrenat şi compactat, formîndu-se un crater de circa 1 m diametru la nivelul terenului. Odată atinsă adîncimea cerută, jetul de apă este dirijat de la orificiul superior al maşinii. Scurgerea în jos (care urmează) duce cu sine particulele de teren de-a lungul laturii maşinii efectuîndu-se astfel, împreună cu vibrarea mecanică, compactarea terenului.

Faza a IV-a. Pe măsură ce compactarea progresează, suplimentar este aruncat teren în craterul de la suprafaţă. Compactarea continuă în timp ce vibroflotorul este ridicat încet către suprafaţă.

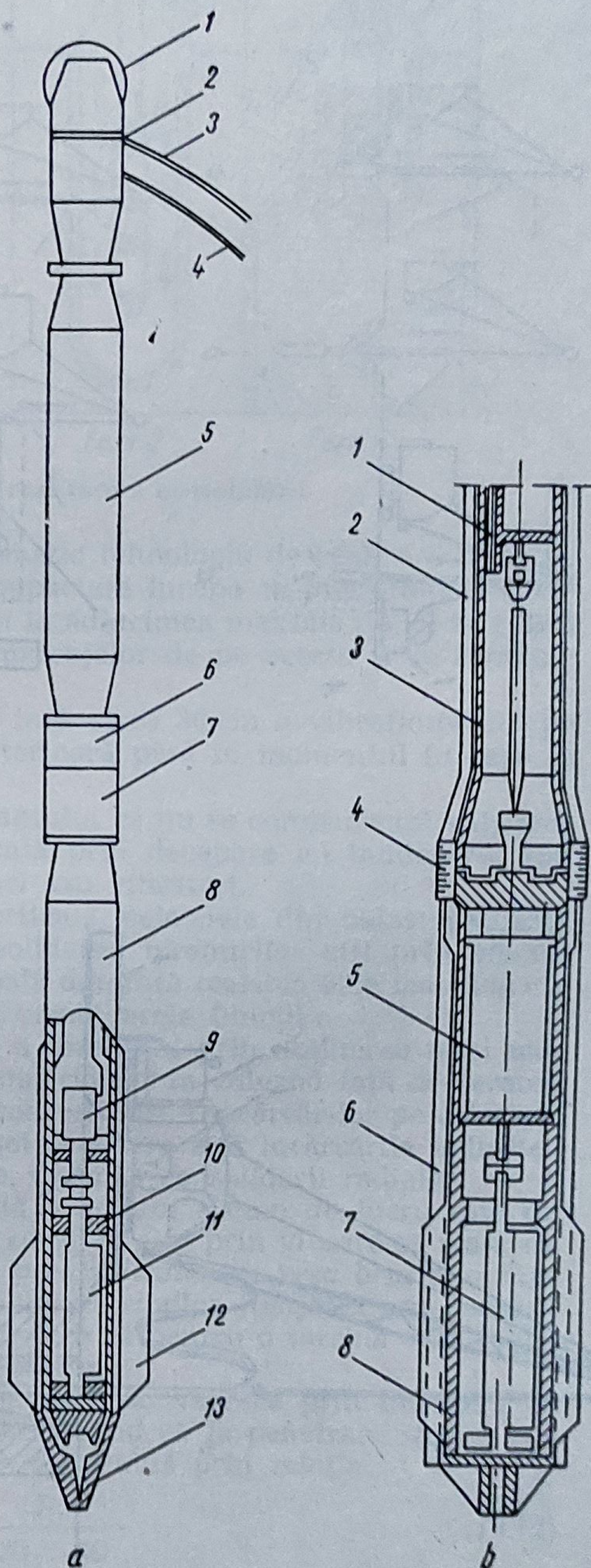


Fig. 13.15. Instalaţia de vibroflotare :
a — schema instalaţiei; *1* — mîner de suspendare; *2* — cap de distribuţie; *3* — furtun de apă; *4* — furtun hidraulic; *5* — tub de prelungire; *6* — duză superioară; *7* — izolator; *8* — vibrator; *9* — motor electric sau hidraulic; *10* — conductă de apă; *11* — excentrice; *12* — aripi stabilizatoare; *13* — vîrful vibratorului.
b — partea inferioară a instalaţiei; *1* — jet de apă superior; *2* — jet de apă exterior; *3* — ţeavă de prelungire; *4* — cuplaj flexibil; *5* — motor electric sau hidraulic; *6* — jet de apă; *7* — axul excentricelor; *8* — vibrator.

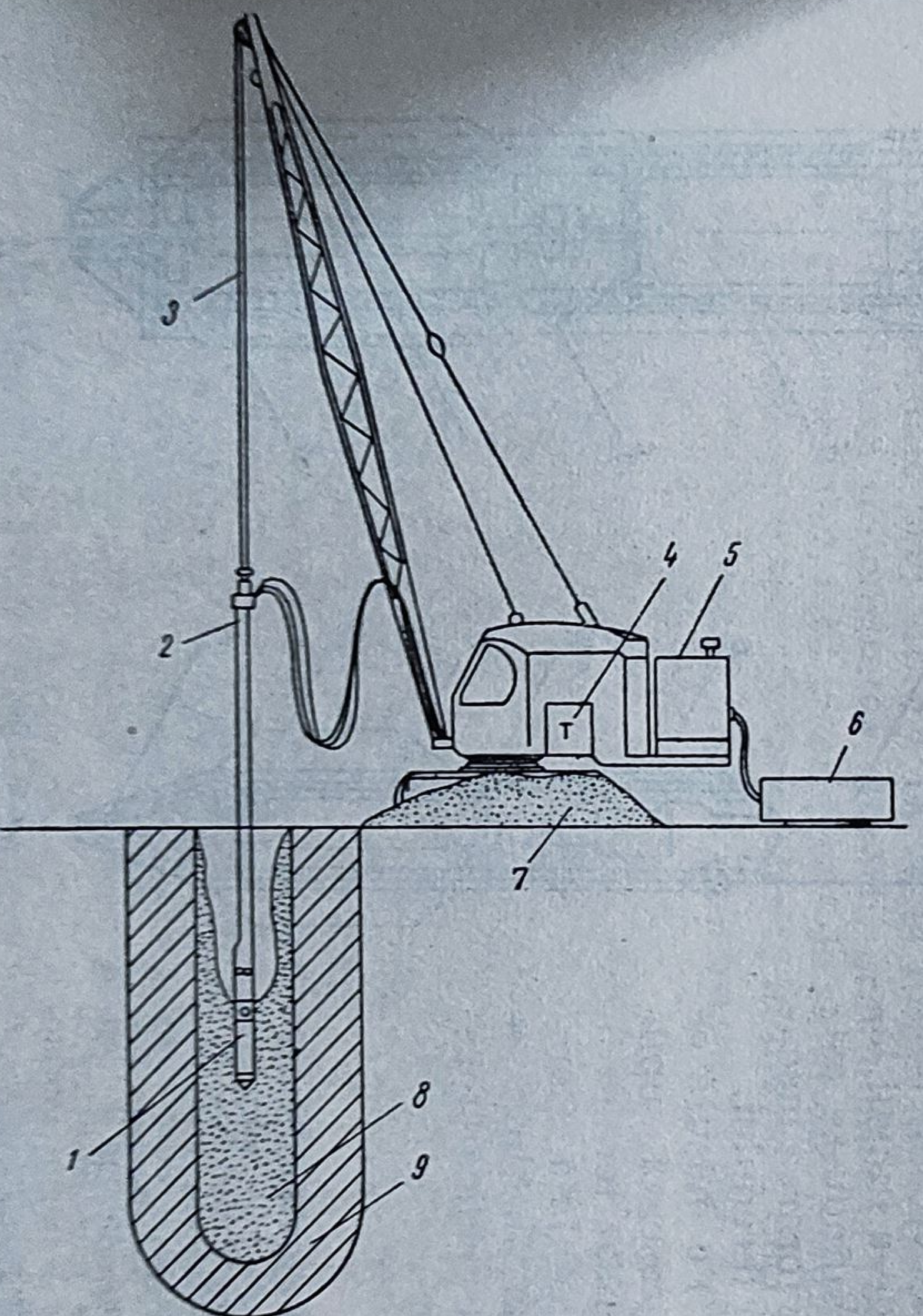


Fig. 13.16. Ansamblu vibrator-coloane prelungire și excavator cu echipament de macara pentru susținere:

1 — vibroflotor; 2 — țeavă de montaj; 3 — cablu de manevră a vibroflotorului; 4 — tablou de comandă; 5 — alimentarea cu energie; 6 — pompă de apă; 7 — material granular; 8 — cilindru de material compact adăugat la suprafață pentru compensarea pierderilor de volum provocate de mărirea densității solului compactat; 9 — material compactat prin introducerea vibroflotorului.

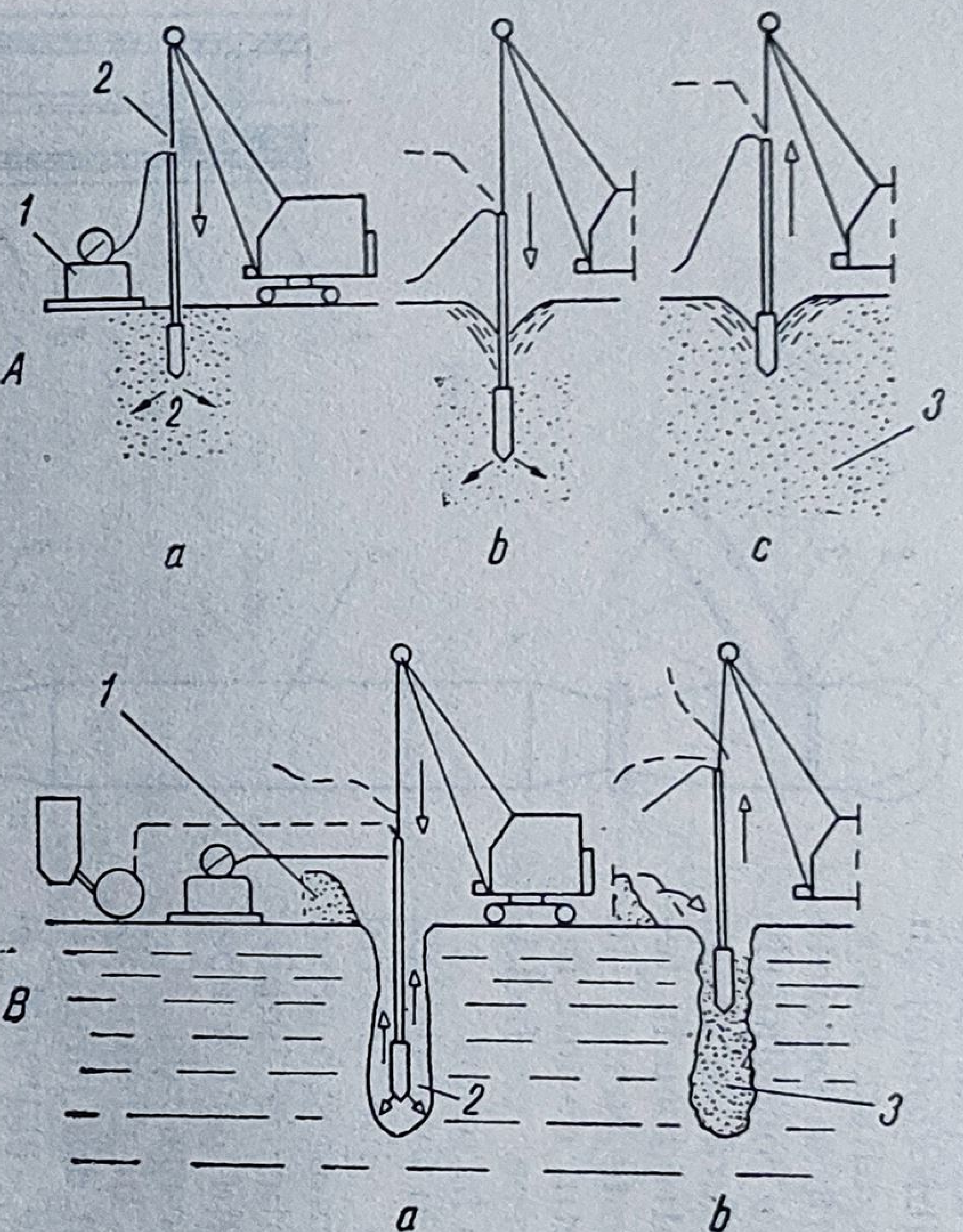


Fig. 13.17. Consolidare în teren necoeziv și în teren coeziv:

A — teren necoeziv; 1 — motor; 2 — apă; 3 — zonă compactată; a și b — coborîrea vibroflotorului; c — extragerea vibroflotorului;

B — teren coeziv; 1 — balast sau pietriș; 2 — apă sau lapte de ciment; 3 — coloană din balast sau din beton; a — coborîrea vibroflotorului; b — extragerea vibroflotorului.

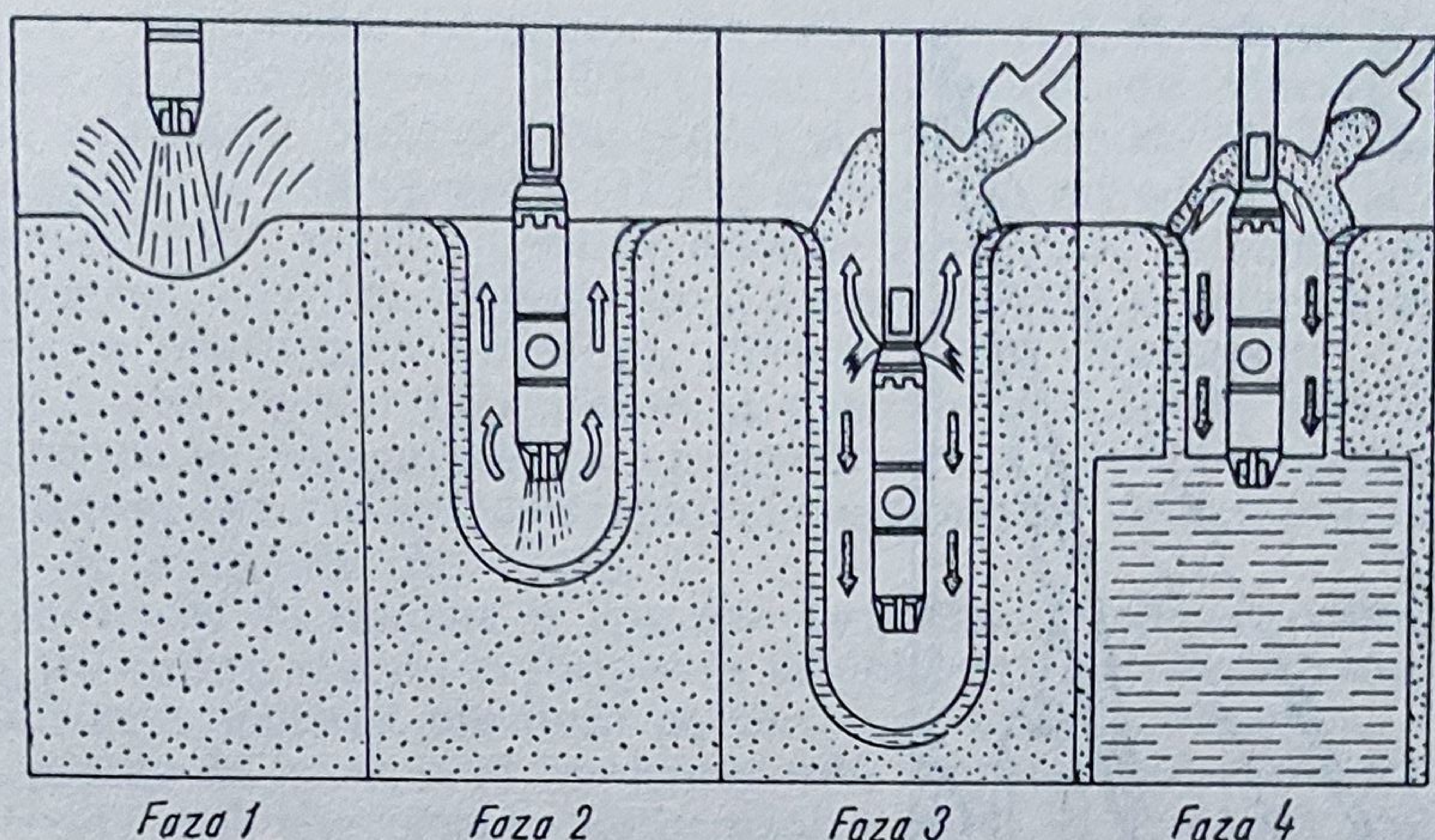


Fig. 13.18. Fazele de realizare a consolidării.

În figura 13.19 se prezintă schematic tehnologia de realizare a coloanelor prin vibroflotare. Ciclul de compactare începe cu menținerea vibroflotorului în funcțiune timp de 1 min la adîncimea maximă ; apoi se ridică circa 30 cm vibroflotorul, conform marcajelor de pe acesta și se compactează terenul timp de 0,5—1 min.

Ciclul se reia prin ridicarea cu încă circa 30 cm a vibroflotorului pe o nouă treaptă și se repetă faza anterioară pînă în momentul în care se ajunge la suprafața terenului.

Zona de la suprafață (datorită faptului că nu se compactează suficient prin vibroflotare) poate fi îndepărtată prin decapare cu buldozerul sau poate fi compactată cu cilindri statici sau vibratori.

Spre deosebire de drenurile verticale, coloanele din balast realizate prin vibroflotare contribuie la consolidarea terenurilor atît prin efectul de dren cît și prin compactarea globală datorată rezistențelor mai ridicate a coloanelor, care îndeplinesc astfel următoarele funcții :

— sporesc capacitatea portantă a terenului prin obținerea unui material cu un modul de deformație mai ridicat în coloană față de terenul din jur, ceea ce atrage după sine o concentrare a încărcărilor pe coloane ;

— creșterea globală a rezistenței la tăiere sub încărcările aplicate ;

— creșterea coeziunii nedrenate, datorită consolidării radiale.

O consecință practică importantă a acestui sistem de lucru este că, contrar piloților din beton, un teren coeziv tratat prin vibrare în masă *nu prezintă sub acțiunea unei încărcări prea ridicate sau prea bruște, o ruptură directă și periculoasă, ci un fenomen similar fluajului sau curgerii lente.* În afară de aceasta, se poate deduce că pentru o sarcină dată coeficientul de siguranță crește ireversibil în timp.

Determinarea eficacității îmbunătățirii se va face prin încercări de penetrare mai ales cea statică, cunoscut fiind că la penetrare statică R_p, presiunea convențională de calcul se determină prin relația

$$P_{conv} = \frac{R_p}{30 \ldots 40}. \tag{13.12}$$

În principiu, procedeul vibroflotării, permițînd ridicarea cotei de fundare, elimină și riscurile agresivității apelor. Execuția și rezultatele vibroflotării nu sînt modificate prin prezența unei pînze freatice.

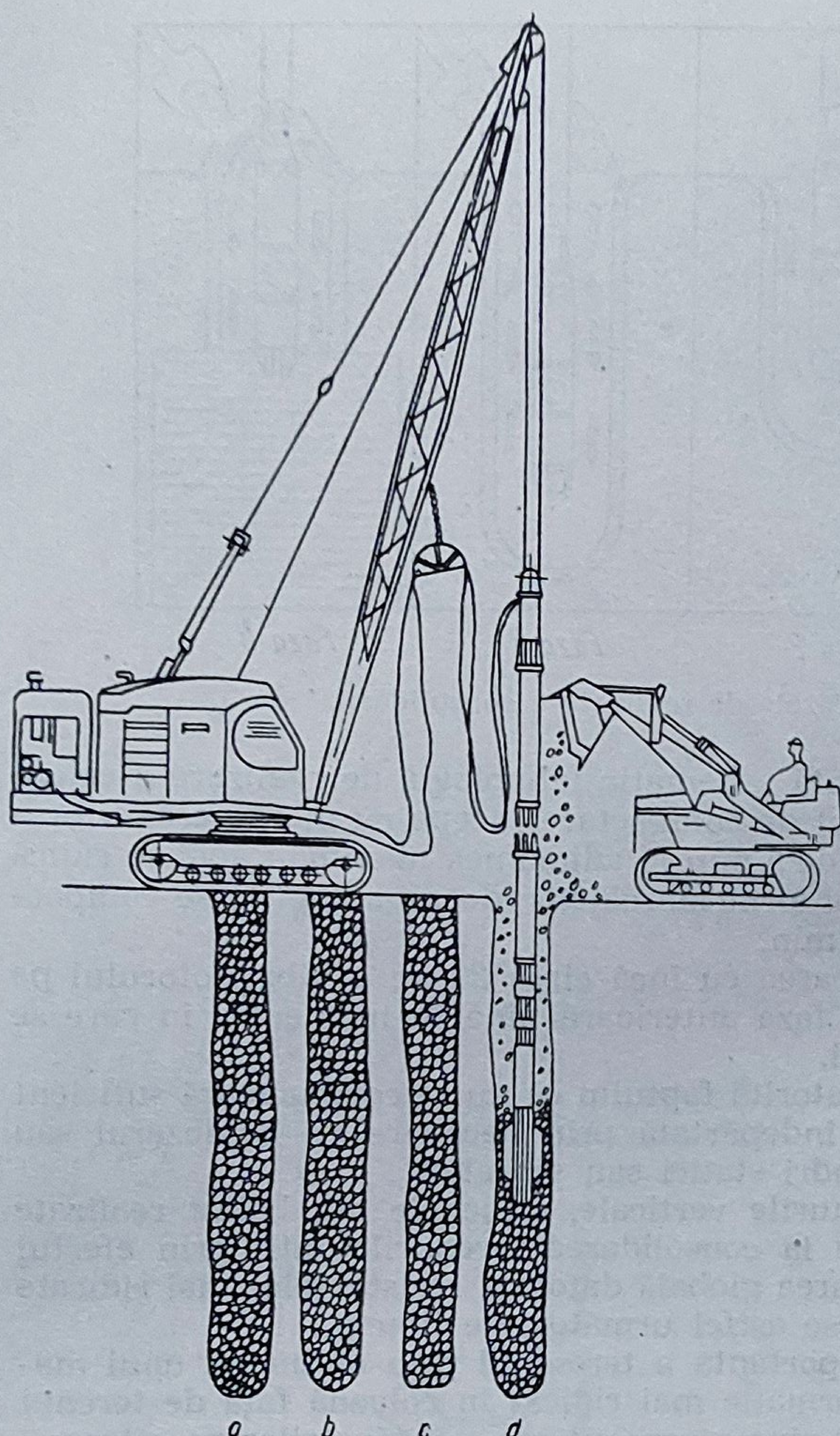


Fig. 13.19. Realizarea coloanelor prin vibroflotare :
a, *b* și *c* — coloane realizate; *d* — extragerea vibroflotorului în timpul adăugării materialului granular.

Lucrările realizate pînă în prezent sînt în ansamblu foarte favorabile procedeului (reducerea tasărilor, stabilitate mărită a taluzurilor rambleului), ele evidențiind îmbunătățirea coeziunii nedrenate a cărei importanță este subestimată în stadiul de studiu, ceea ce recomandă metoda pentru folosire.

13.3.1.2. **Coloane din balast realizate prin vibropresare.** Tehnologia de consolidare în adîncime cu coloane din nisip sau din balast realizate prin tehnica vibrării a fost studiată și aplicată pe scară largă în U.R.S.S. încă din anul 1960, în R.P. Ungară, în alte țări și în ultima vreme și în țara noastră, dovedindu-se a fi eficientă atît din punct de vedere tehnic cît și economic.

Studii făcute în țara noastră au dus la realizarea a o serie de lucrări precum și la concretizarea modalității de lucru prin elaborarea normativului privind consolidarea terenurilor de fundare slabe prin procedee mecanice — C 29-77.

Pentru executarea coloanelor din balast, în R.S. România se folosesc agregatul de vibropresare AVP-1 sau agregatele de vibrare formate dintr-un excavator, lumînare de ghidaj și vibratoare de tip VUB.

Agregatul de vibropresare AVP-1 servește la introducerea și smulgerea dispozitivului pentru realizat coloane din balast în teren, agregatul fiind proiectat, realizat ca prototip și trecut apoi la produs de serie sub coordonarea Institutului Politehnic „Traian Vuia" Timișoara.

Asigurarea unei independențe și operativități mărite este realizată prin înzestrarea agregatului cu un generator de curent propriu necesar pentru antrenarea vibrogeneratorului și a motoarelor electrice de la troliile de lucru de pe agregat (fig. 13.20).

O instalație de ridicare și apăsare completează acțiunea vibrogeneratorului, mărindu-i efectul la înfigere a echipamentelor pentru consolidarea terenului prin sporirea presiunii pe secțiunea sa transversală.

În poziție de lucru, cînd lumînarea este ridicată, deplasarea pe amplasament este mai anevoioasă, motiv pentru care, la deplasări mai lungi, lumînarea se poate apleca și coborî în poziție orizontală. În această poziție deplasarea este mult ușurată iar pericolul de răsturnare este exclus.

Modul de realizare a înfigerii elementelor în teren este prin vibrare, vibropresare și prin vibropercuție.

Diametrul maxim al elementului de înfipt (tuburi metalice) este de 420 mm, cu lungimea elementului de înfipt în poziție normală de 7 m, iar cu tronson prelungitor de 9 m.

Caracteristicile tehnice de bază ale utilajului sînt :

— forța perturbatoare maximă 22 000 daN ;

— forța maximă de apăsare sau smulgere 11 000 daN ;

— greutatea agregatului : 30 948 daN ;

— presiunea specifică pe teren 0,68 daN/cm^2 ;

— viteza de deplasare a agregatului 2,35 . . . 5,40 km/h.

Deservirea întregii instalații se face centralizat, din cabina de comandă a tractorului, prin intermediul tabloului electric.

Vibrogeneratorul se deplasează pe verticală în profilele de ghidaj ale lumînării, fiind acționat de troliul de ridicare a vibrogeneratorului.

Echipamentul de lucru (tub metalic de inventar etc.) se fixează de vibrogenerator prin intermediul unui bolț ce se introduce într-un locaș prevăzut în piesa de prindere, iar în procesul de lucru, vibrogeneratorul împreună cu echipamentul de lucru se manevrează cu ajutorul troliului.

După fixarea echipamentului de lucru se deplasează agregatul (pe platforma de lucru), fixînd axul vertical al dispozitivului de lucru în dreptul pichetului ce arată locul de realizare a coloanei din balast.

Sub efectul vibrării echipamentul de lucru se introduce în teren pînă la cota prescrisă în proiecte.

În cazul consolidării cu coloane din balast urmează faza de alimentare a coloanei cu balast și apoi se pornește motorul vibrogeneratorului, lăsîndu-se sub acțiunea vibrațiilor elementul înfipt în teren pentru a se produce desprinderea acestuia de teren, după care se trece la extragere.

Extragerea se execută cu ajutorul troliului de ridicare cu o viteză de extragere aleasă funcție de natura terenului, de regulă sub 1 m/min.

La lucru se folosesc și alte utilaje vibratoare printre care și utilajul românesc VUB-1M (fig. 13.21), proiectat și realizat în cadrul Ministerului Transporturilor și Telecomunicațiilor.

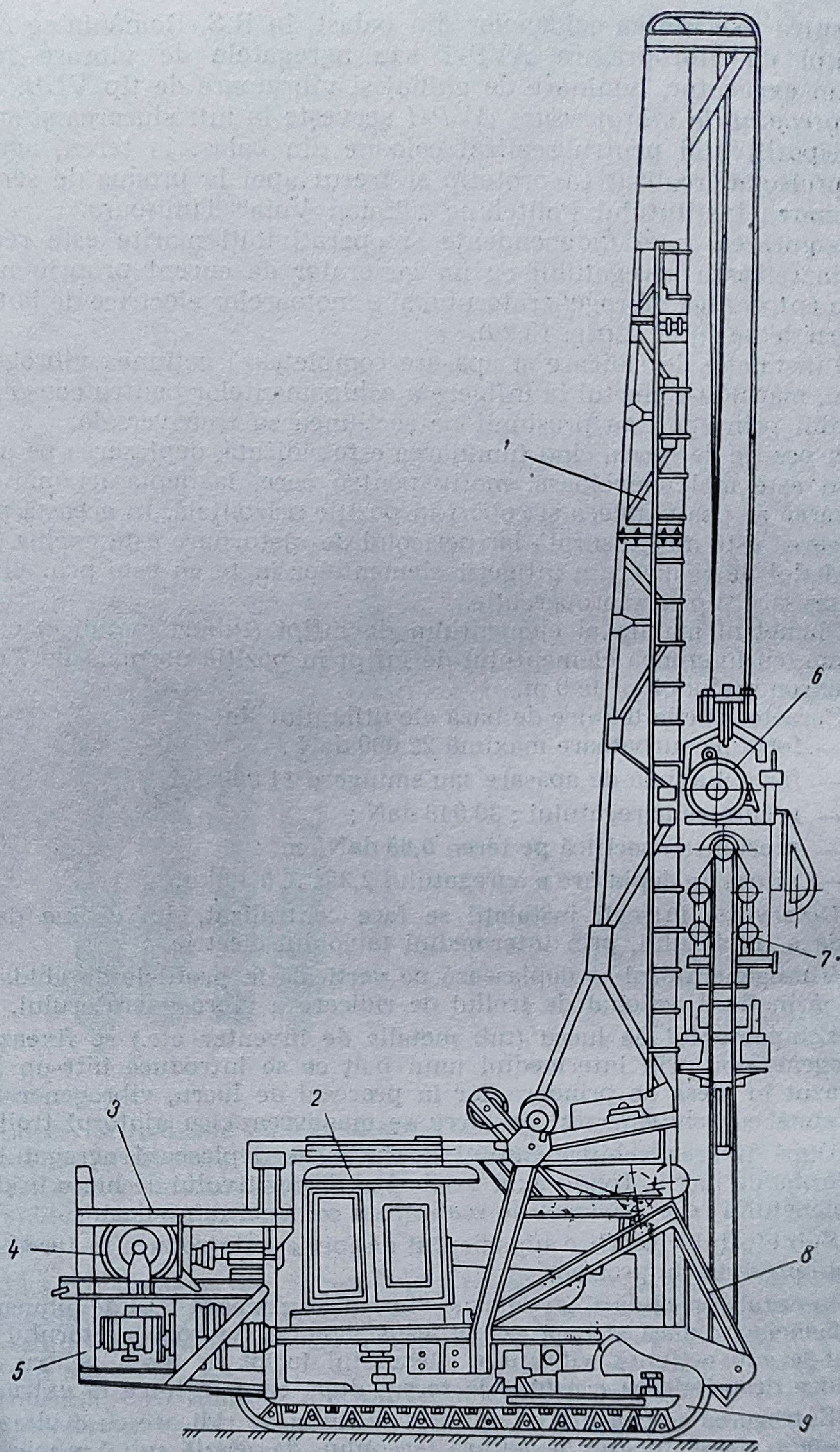


Fig. 13.20. Agregatul de vibropresare AVP-1 :

1 — luminare; *2* — cabină de comandă; *3* — cadru posterior; *4* — troliu; *5* — alternator de 100 kVA; *6* — motor electric de 55 kW; *7* — vibrogenerator; *8* — tractor S-1500; *9* — cadru anterior.

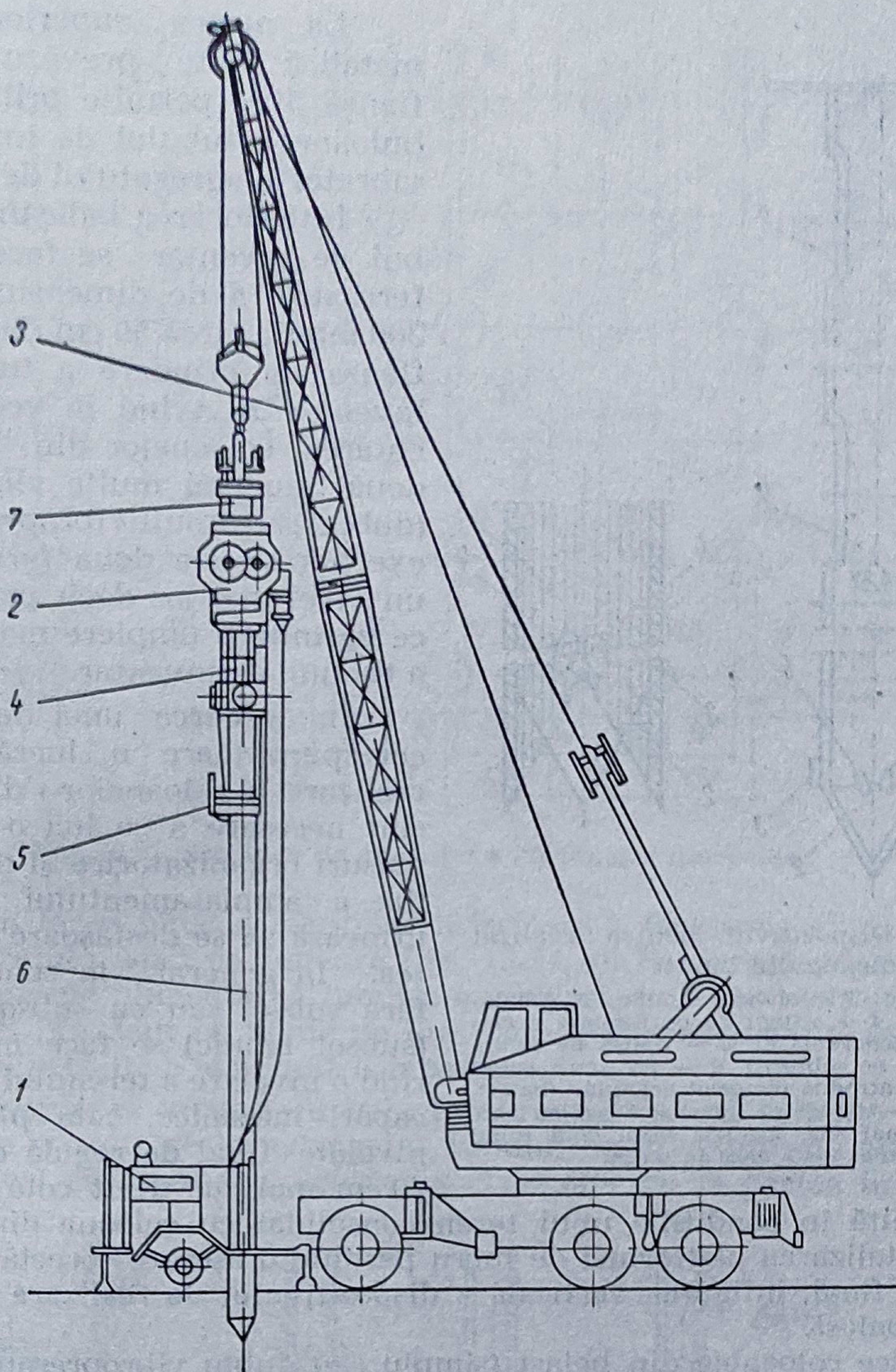


Fig. 13.21. Vibratorul VUB-1M :

1 — grup electrogen; *2* — vibrogenerator; *3* — braț excavator; *4* — piesă de prindere; *5* — colier pentru montare; *6* — tub de inventar; *7* — amortizor de vibrații.

În vederea consolidării terenurilor de fundare slabe folosind efectul vibrațiilor se folosește *dispozitivul pentru realizat coloane din balast* (fig. 13.22).

Dispozitivul, respectiv tubul de inventar, este format dintr-o țeavă metalică cu diametrul de 219, 324 sau 419 mm, avînd grosimea peretelui de 20 mm și lungimea totală funcție de scopul urmărit și de posibilitățile agregatului de vibrare.

La partea inferioară dispozitivul este prevăzut cu două clapete *2*, care sînt fixate de tub prin intermediul unor balamale *3* și limitatoare de deschidere a clapetelor *4*. Atît balamalele cît și limitatoarele de deschidere permit apropierea clapetelor care formează la partea inferioară un vîrf sub forma unui cioc de rață.

La partea superioară țeava metalică este prevăzută cu o flanșă *5* ce permite prinderea cu buloane a tubului de inventar la vibratorul agregatului de lucru.

Introducerea balastului în tubul de inventar se face printr-o fereastră *6* de dimensiuni 200 × 300 mm la circa 50 cm distanță sub flanșa de prindere a tubului de inventar *1*. Avînd în vedere executarea coloanelor din balast cu două sau mai multe vibropresări (dublu sau multivibropresare) se execută și o a doua fereastră la un nivel mai jos decît prima, ceea ce permite o umplere mai comodă a tubului de inventar.

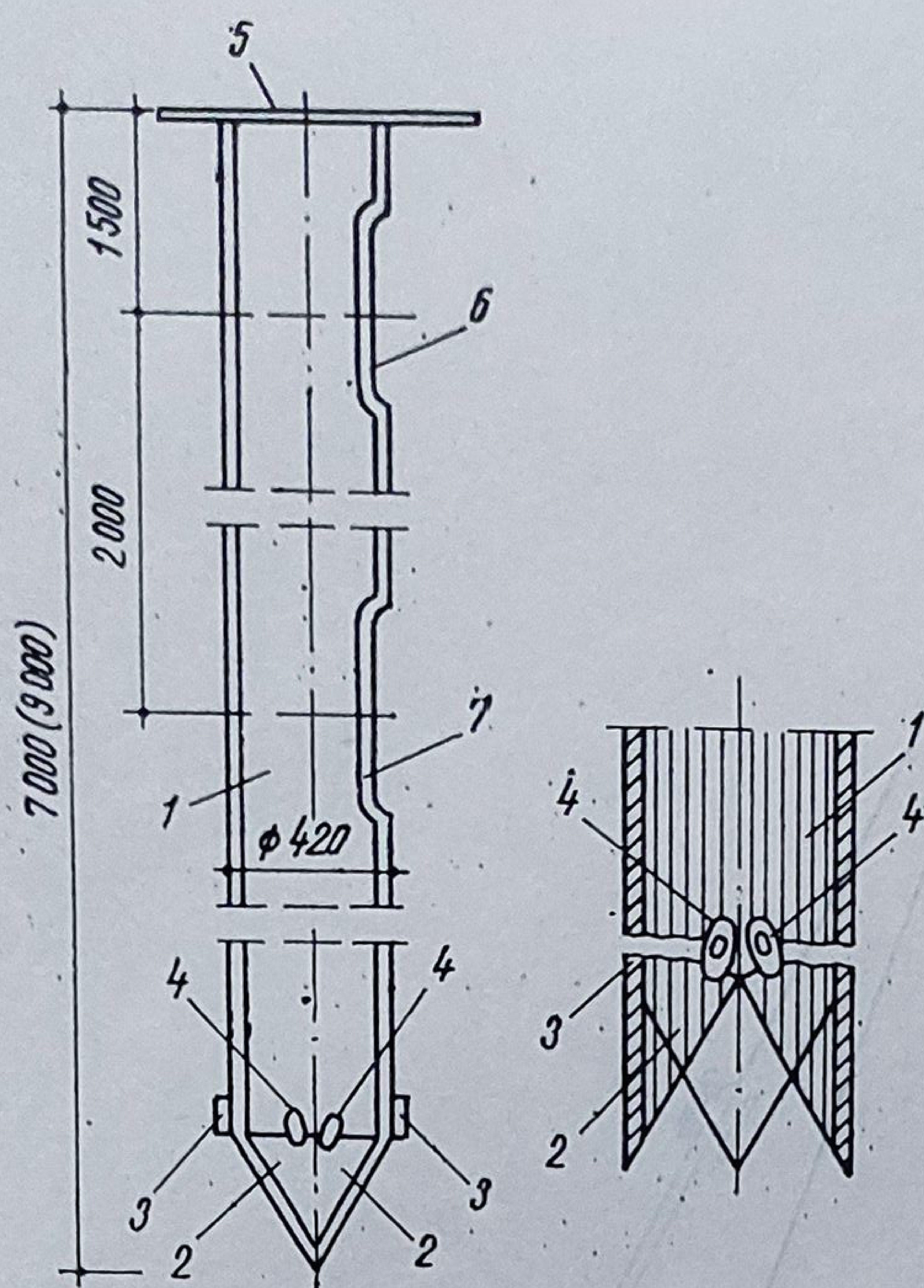


Fig. 13.22. Dispozitivul pentru realizat coloane din balast :

1 — tub metalic; *2* — clapete mobile; *3* — balamale speciale; *4* — sistem de poziționare a clapetelor după generatoare; *5* — flanșă de fixare la generatorul de vibrații; *6* — fereastră superioară pentru introdus material granular (balast, nisip etc.); *7* — fereastră inferioară pentru același scop ca mai sus, pentru cazul cînd tubul nu mai înaintează în teren.

În vederea unei desfășurări corespunzătoare a lucrărilor de realizare a coloanelor din balast sînt necesare a se lua o serie de măsuri organizatorice și de pregătire a amplasamentului pe care urmează să se desfășoare activitatea. În general, la construcțiile fără subsol sau cu subsol parțial (subsol tehnic) se face în primul rînd o nivelare a terenului prin decapări mecanice, cota platformei nivelate fiind de regulă cu 50 . . . 60 cm mai sus decît cota de fundare, stabilită în condițiile unui teren consolidat cu coloane din balast.

Orizontalizarea platformei de lucru permite o așezare corectă a utilajului și, în final, înfigerea verticală a dispozitivului de realizare a coloanelor din balast.

Deoarece coloanele din balast (simplu sau dublu vibropresate) de pe amplasament se execută prin retragerea vibroagregatului AVP-1 și gabaritul acestuia impune numai un anumit sens de parcurgere, numerotarea lor se recomandă să se facă în ordinea de execuție a lor (fig. 13.23).

După execuția coloanelor din balast se îndepărtează stratul superficial afînat, executîndu-se săparea pentru fundații pînă la cota de fundare prescrisă în proiect.

În vederea executării coloanelor din balast cu lungime de 9,0 m care corespunde agregatului de vibropresare AVP-1 fără prelungirea lumînării, vibroagregatul echipat cu tubul de inventar se deplasează pe direcția primului șir de coloane de executat, aducîndu-se tubul de inventar în dreptul pichetului ce marchează poziția primei coloane de executat.

Tehnologia de executare propriu-zisă a coloanelor se desfășoară conform prezentării schematice din figura 13.24.

După fixarea pe poziție a tubului de inventar, se pornește vibrogeneratorul sub ale cărei oscilații și sub greutatea proprie (eventual ajutat cu sistemul de presare cu cabluri al vibrogeneratorului) tubul de inventar

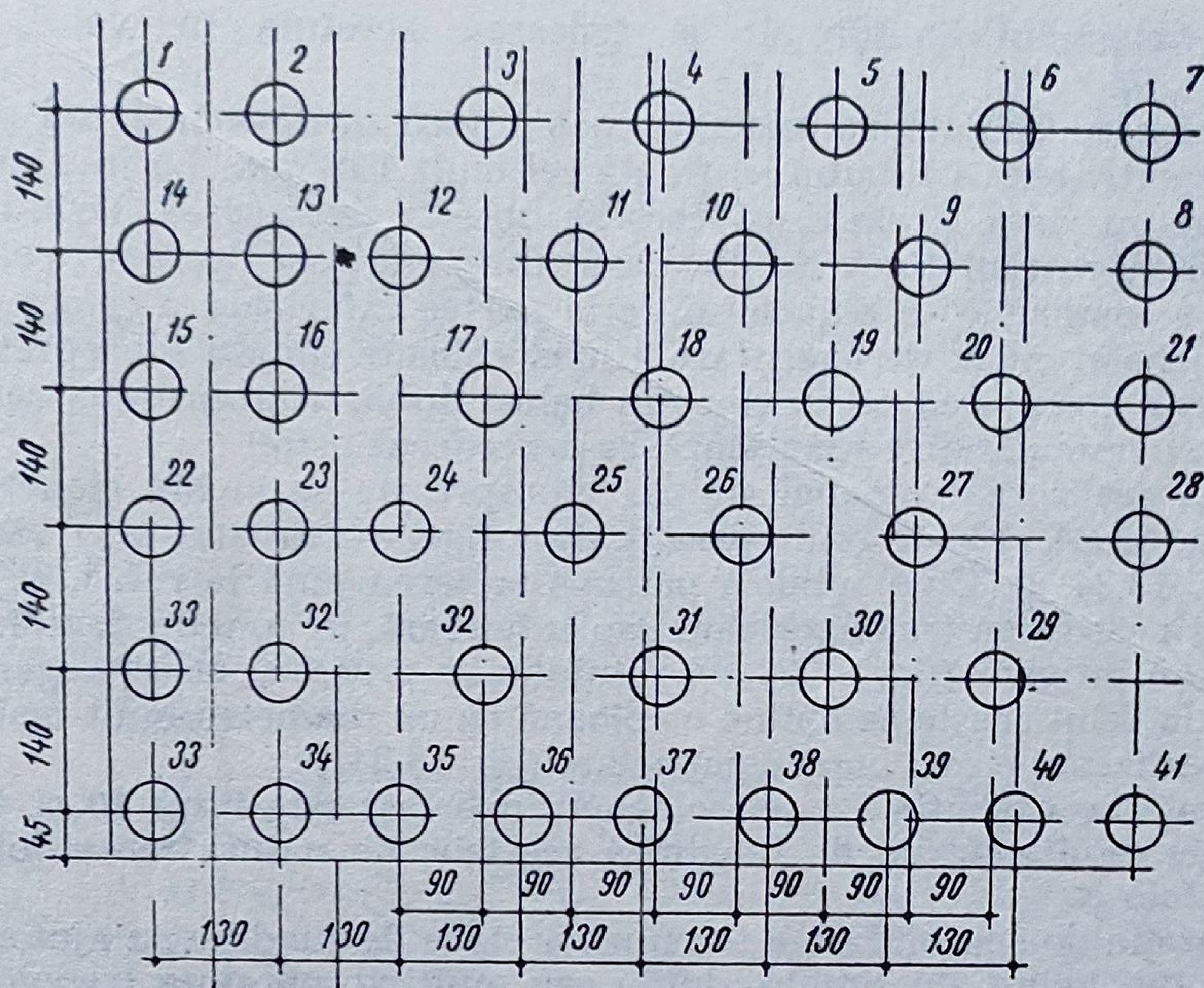


Fig. 13.23. Ordinea de execuție a coloanelor din balast.

înaintează în teren pînă la marginea inferioară a ferestrei, adică pe toată grosimea stratului slab de fundare (fig. 13.24, *a*). Se oprește vibrogeneratorul și se începe alimentarea tubului cu balast prin fereastra tubului, care poate fi prevăzut cu pîlnie de încărcare. Balastul poate fi saturat cu apă pentru a permite o mai bună compactare.

După umplerea tubului cu balast, vibrogeneratorul se pune din nou în funcțiune și se trece la extragerea tubului de inventar sub efectul vibrațiilor, efect ce produce deschiderea clapetelor de la partea inferioară,

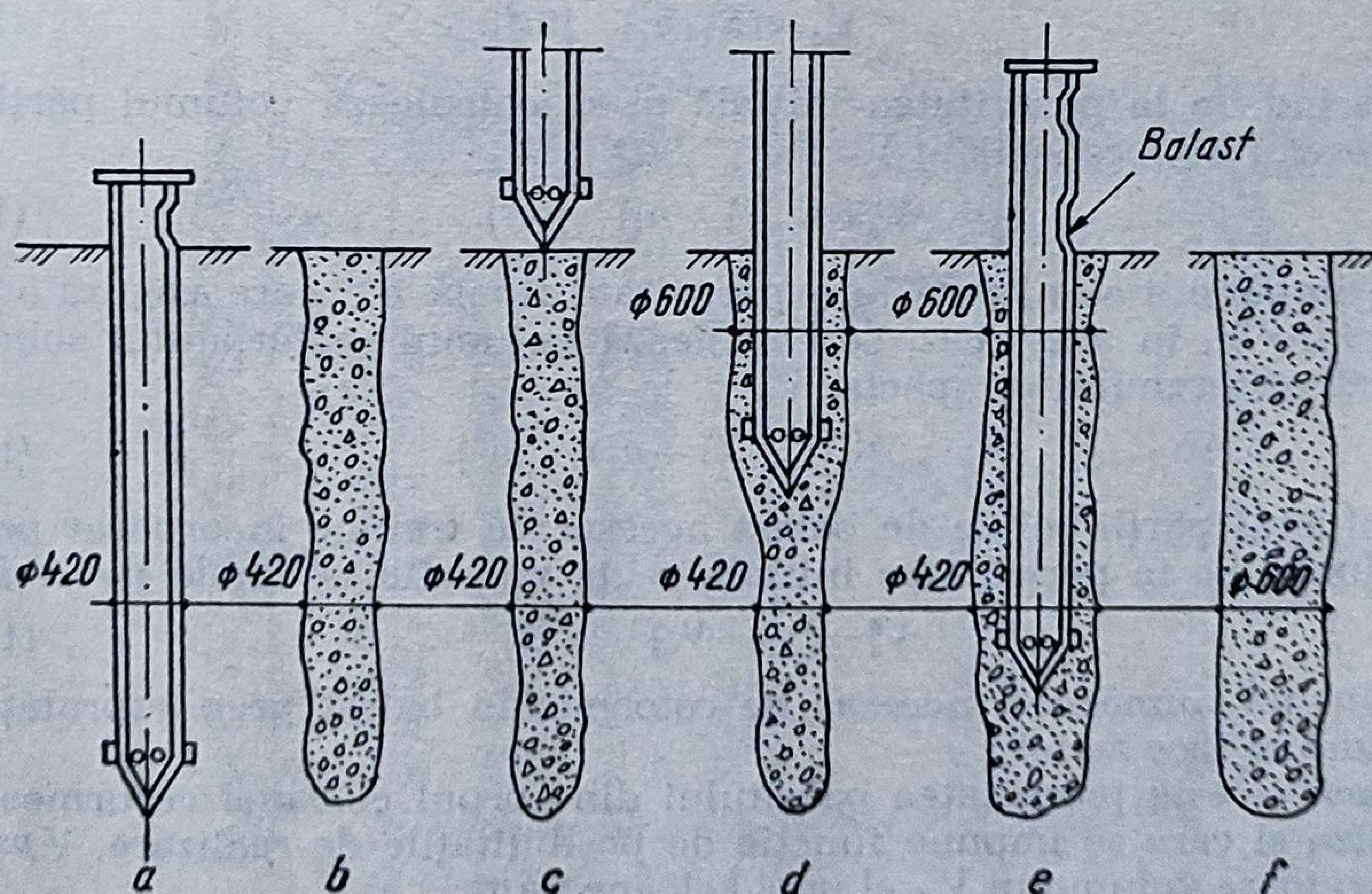


Fig. 13.24. Tehnologia de execuție a coloanelor :
a . . . *f* — fazele de execuție.

curgerea balastului din tub, cît și trecerea acestuia în golul format (fig. 13.24, *b*).

Extragerea tubului se execută cu o viteză uniformă, avînd grijă ca viteza de extragere a tubului să fie de cel mult 1 m/min. La început tubul se extrage cu circa 10 cm după care se oprește extragerea, lăsîndu-se în funcțiune vibratorul timp de 15—30 s, timp necesar pentru realizarea unei bune compactări a balastului de la partea inferioară a coloanei. Astfel s-a încheiat ciclul de executare a unei coloane simplu vibropresate.

Pentru executarea coloanelor din balast dublu vibropresate, care contribuie la o îmbunătățire superioară, se procedează astfel :

După realizarea coloanei simplu vibropresate se închid clapetele tubului (fig. 13.24, *c*) și se reia operația de înfigere a tubului prin vibropresare (fig. 13,24, *d*). Cînd tubul a pătruns în teren pînă la refuz, se umple cu balast prin fereastra superioară sau inferioară, în funcție de adîncimea posibilă de înfigere (fig. 13.24, *e*), reluîndu-se procesul de extragere prin vibrare. În felul acesta se obține o coloană cu un diametru mult mai mare, deci se realizează o mai bună compactare (fig. 13.24, *f*).

Durata de execuție a unei coloane din balast este între 10 și 40 min în funcție de diametrul, de lungimea acesteia, de natura terenului și de utilajul folosit.

Operația de consolidare a terenurilor slabe de fundare cu ajutorul coloanelor din balast fie simplu, dublu sau multivibropresate trebuie să se execute sub supravegherea unui personal tehnic bine instruit, respectîndu-se toate indicațiile proiectantului, urmărindu-se procesul de desfășurare a lucrărilor de execuție, și efectuîndu-se totodată adnotările de rigoare, conform normativului C 29-77.

Pentru calculul cantității de balast ce se introduce în teren se notează cu S_c suprafața care trebuie compactată. Această suprafață se ia egală cu suprafața construcției la care se adaugă o fîșie de contur egală cu jumătate din adîncimea pachetului de straturi h_c care urmează să fie consolidat.

Volumul de consolidat V_c va fi

$$V_c=(S_c\cdot h_c) \quad [\mathrm{m}^3]. \tag{13.13}$$

Plecînd de la porozitatea inițială n_i se calculează volumul părții solide a terenului neconsolidat V_s :

$$V_s=V_c\,(1-n_i) \quad [\mathrm{m}^3]. \tag{13.14}$$

Se impune a se ajunge la o porozitate finală n_f care asigură o bună compactare și, în acest caz, se calculează volumul materialului solid corespunzător terenului compactat V'_s:

$$V'_s=V_c\,(1-n_f) \quad [\mathrm{m}^3]. \tag{13.15}$$

Volumul părții solide de balast necesar ce trebuie încorporat pentru a se ajunge de la porozitatea inițială n_i la porozitatea finală n_f va fi V''_s.

$$V''_s=(V'_s-V_s) \quad [\mathrm{m}^3] \tag{13.16}$$

Calculul numărului necesar de coloane din balast pe o suprafață de consolidat se face astfel :

Dacă n_f este porozitatea balastului din corpul coloanei ce urmează a se realiza și care se impune funcție de posibilitățile de realizare, V_{ps} corespunzătoare volumului V'_c al unei coloane va fi

$$V_{ps}=(1-n_f)\,V'_c \quad [\mathrm{m}^3], \tag{13.17}$$

unde :

$$V_c' = \frac{d_c^2}{4} h, \quad [\mathrm{m}^3], \tag{13.18}$$

în care :

V_c' este volumul coloanei realizate ;

d_c — diametrul coloanei din balast realizată simplu sau dublu vibropresată.

Numărul necesar de coloane N_c este

$$N_c = \frac{V_s''}{Vps} = \frac{V_s''}{(1-n_f)\, V_c'}, \tag{13.19}$$

în care V_s'' este volumul fazei solide din balast ce trebuie încorporat pentru a atinge porozitatea medie finală n_f.

În figura 13.25 se prezintă un grafic cu ajutorul căruia se poate calcula volumul de balast.

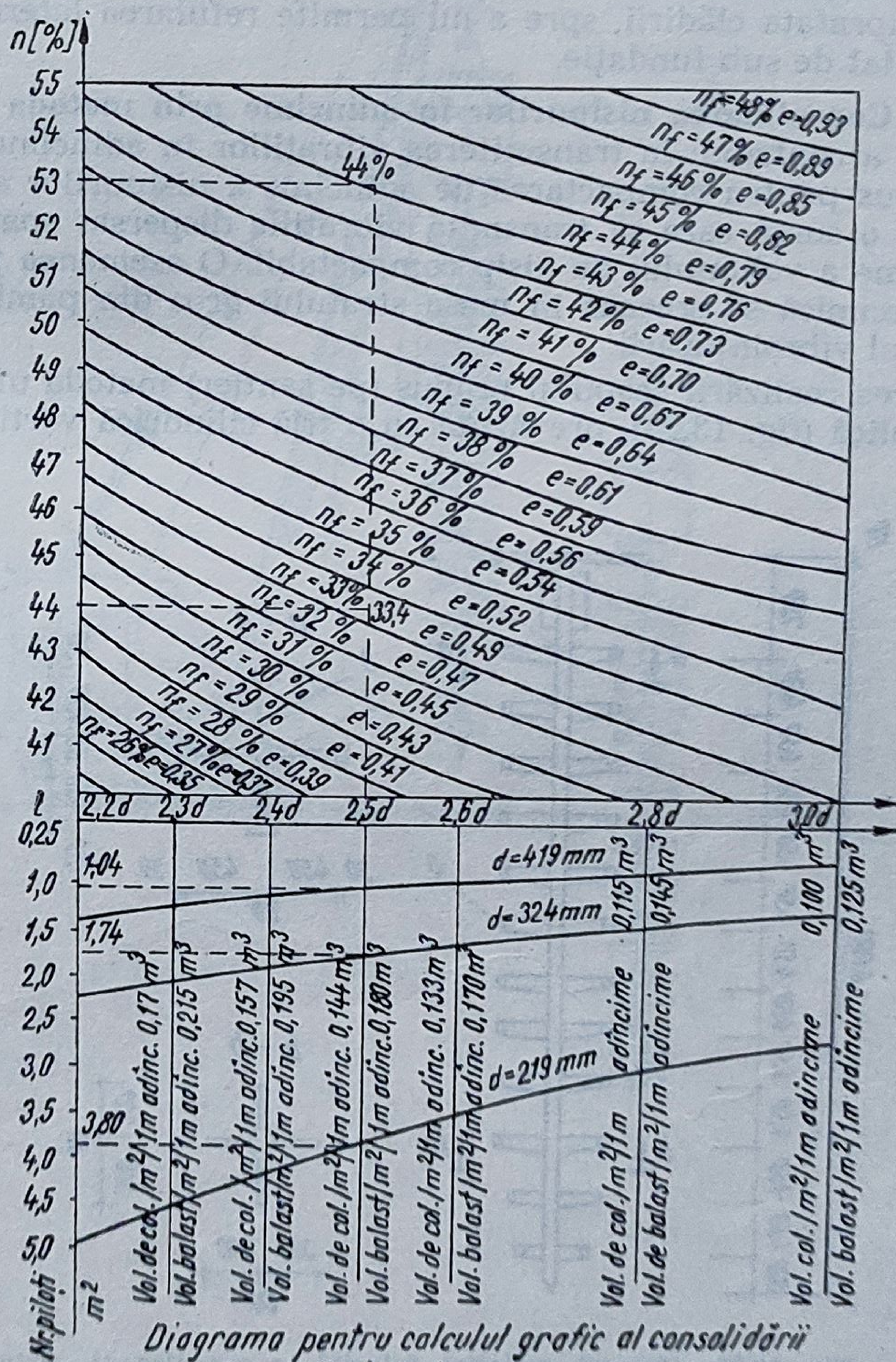


Fig. 13.25. Diagrama pentru calculul grafic al consolidării cu coloane din balast

Amplasarea coloanelor din balast (conform planurilor de distribuţie) pe terenul de fundare se face în şah în vîrfurile unui triunghi echilateral.

Distanţa la care este indicat a se plasa coloanele este de 3 d (d fiind diametrul exterior al tubului de inventar), distanţă ce se va respecta şi pe diagonală. Este absolut necesară o amplasare judicioasă a coloanelor din balast pe amplasament întrucît la înfigerea prin vibrare a tubului de inventar se creează o zonă îndesată în jurul coloanelor care influenţează în mod direct viteza şi posibilitatea de execuţie a coloanelor următoare.

De remarcat însă faptul că dispoziţia coloanelor a fost în aşa fel stabilită încît să se obţină o reducere a porozităţii terenului funcţie de distanţa minimă la care se recomandă amplasarea coloanelor.

Conturul fundaţiilor continue (respectiv conturul blocului) este depăşit atît pe lungime cît şi pe lăţime cu două rînduri de coloane pentru a se asigura o compactare a terenului de fundare pe o suprafaţă în plan mai mare decît suprafaţa clădirii, spre a nu permite refularea laterală a terenului compactat de sub fundaţie.

13.3.1.3. **Consolidarea nisipurilor în adîncime prin metoda vibroînţepării.** Pentru a contribui la transmiterea vibraţiilor în adîncime, Lobasov a propus pentru compactarea de adîncime a nisipurilor saturate să se folosească o sursă care să transmită vibraţiile dispersat spaţial pe întreaga înălţime a volumului de nisip compactabil. O asemenea perturbare de volum dinamică se creează în masa stratului gros din pămînt saturat prin procedeul vibroînţepării.

În vederea realizării scopului propus (pe şantier) metoda utilizează o carcasă metalică (fig. 13.26), prevăzută cu o tijă cilindrică verticală lungă

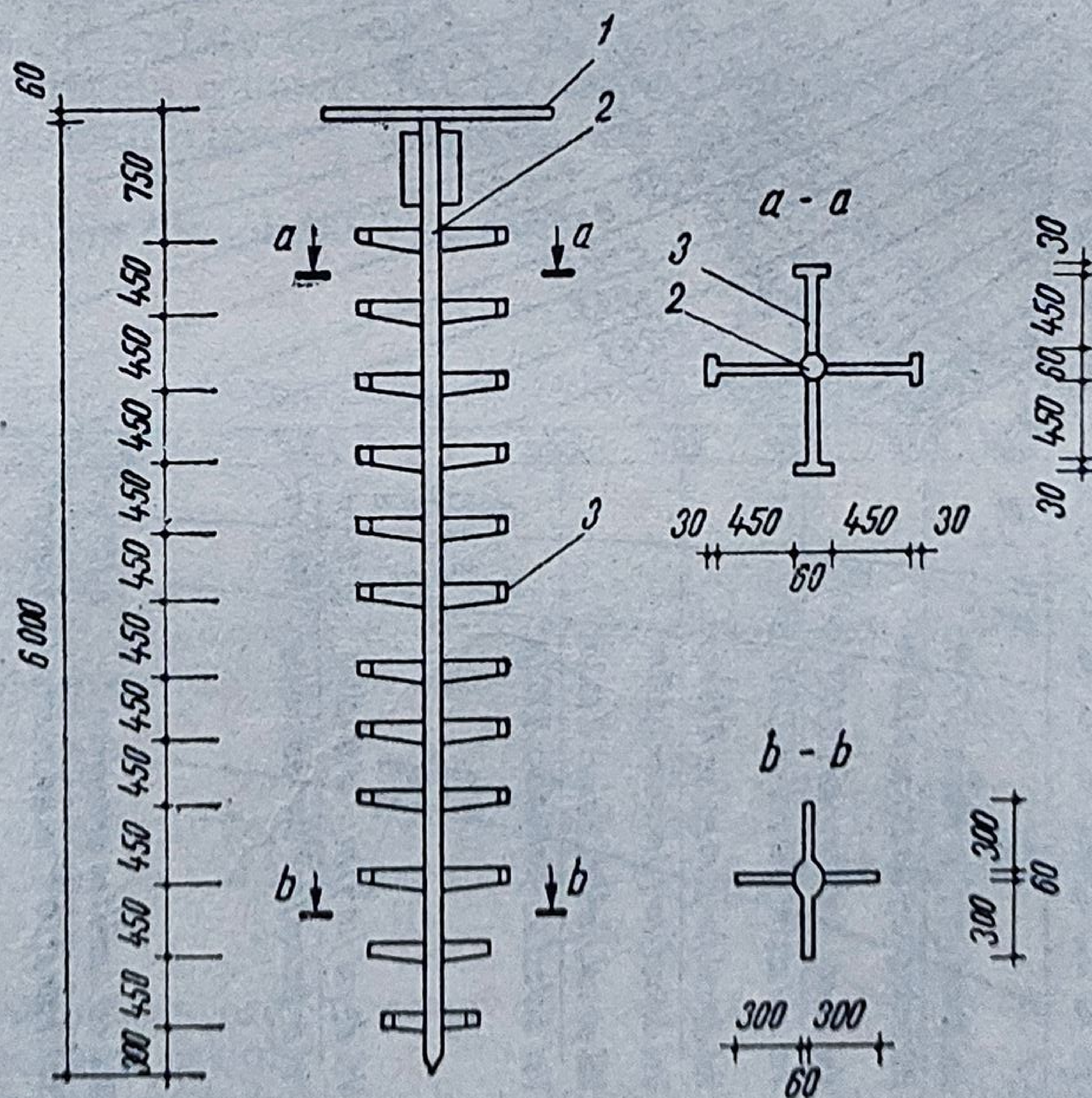


Fig. 13.26. Carcasă metalică folosită la consolidarea prin vibroînţepare:

1 — flanşă de prindere la vibrator; 2 — tijă metalică; 3 — aripioare metalice sudate pentru formarea carcasei.

de 6 . . . 8 m ce are dispuse la intervale egale bare orizontale *3*, așezate în cruce, cu lungimi de 1/6 din lungimea tijei verticale. La partea superioară este fixată o placă *1* prin intermediul căreia se fixează de un vibrator avînd parametrii stabiliți funcție de adîncimea de înfigere ; în acest scop se poate folosi vibroagregatul de tip VVPS 20/11 de construcție sovietică sau agregatul de vibropresare AVP-1 de producție românească.

Tehnologia de execuție a vibroînțepărilor distribuite după același principiu ca și coloanele din balast constă din următoarele faze principale (fig. 13.27) :

— introducerea carcasei metalice sub efectul vibrării pînă la adîncimea de compactare ;

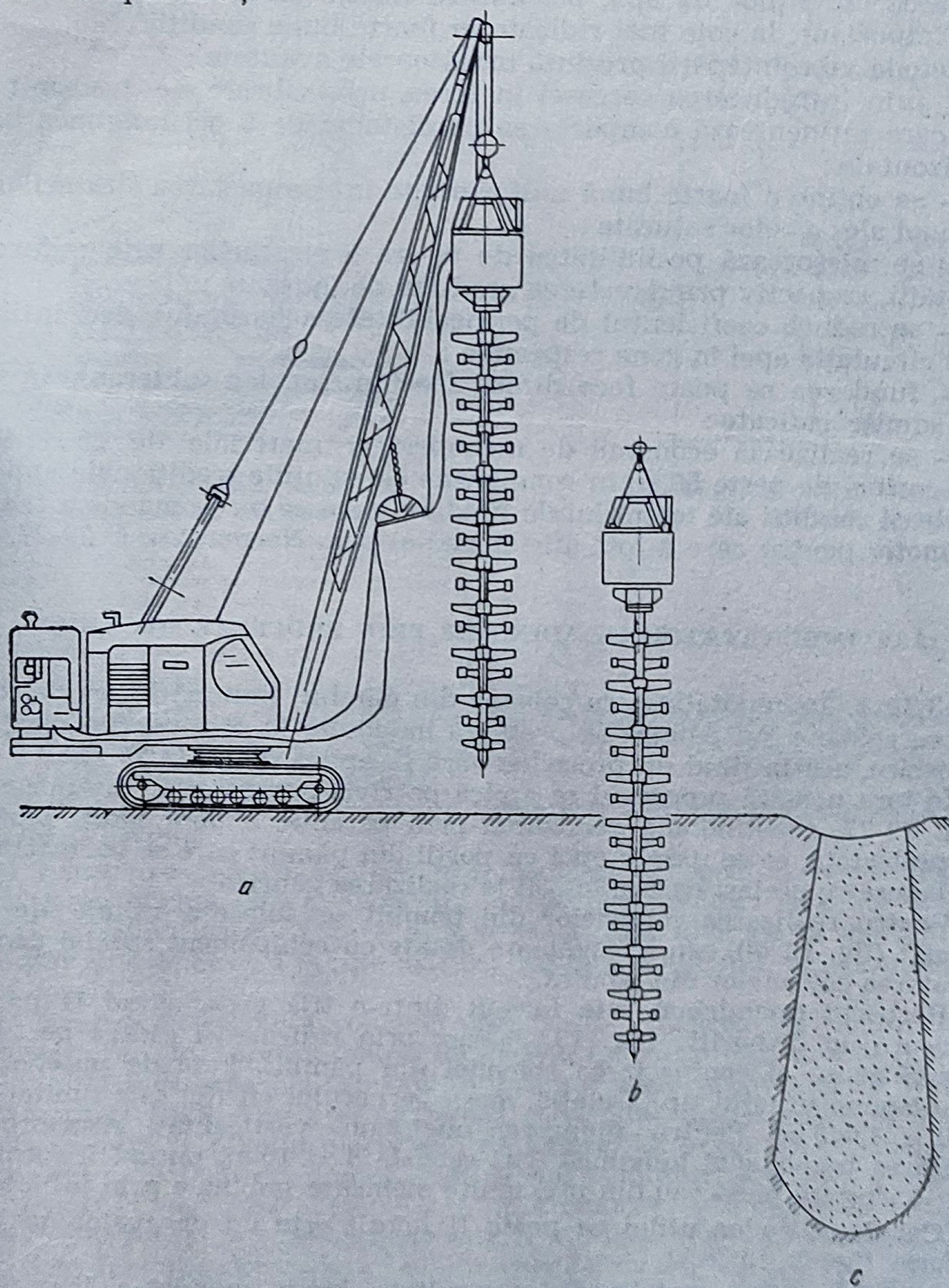


Fig. 13.27. Fazele de execuție a vibroînțepărilor :
a — aducerea carcasei pe poziție; *b.* — înfigerea carcasei; *c* — carcasa extrasă.

— vibrare în continuare timp de circa 2 min cu menținerea carcasei metalice în teren, fără a o lăsa să înainteze ;

— extragerea carcasei metalice din pămînt, cu vibratorul în funcțiune, cu o viteză de extragere de maximum 50 cm/min.

După terminarea ciclului se trece la deplasarea instalației și la realizarea unei noi vibroînțepări, pînă se îndeasă toată platforma.

Transmiterea vibrațiilor se face într-un volum de pămînt mult mai mare decît de la suprafață, ceea ce duce la o bună uniformizare în compactarea straturilor din nisip (mai ales dacă este saturat cu apă), deci platforma devine o zonă cu rezistențe mecanice sporite, mai stabilă la antrenarea curenților de apă, putîndu-se funda direct și, ceea ce este foarte important, la cote mai ridicate în foarte bune condiții.

Metoda vibroînțepării prezintă următoarele avantaje :

— prin introducerea carcasei în teren prin vibrare se transmit vibrații care influențează compactarea pe distanța de 6 ori lungimea barelor orizontale ;

— se obține o foarte bună uniformitate în compactarea straturilor de nisip, mai ales a celor saturate ;

— se micșorează posibilitatea de tasare a straturilor prin reducerea porozității, respectiv prin creșterea gradului de îndesare ;

— se reduce coeficientul de permeabilitate a terenului, deci infiltrațiile și circulația apei în zona respectivă ;

— fundarea se poate face direct deasupra apelor subterane, la presiuni admise ridicate ;

— se realizează economii de manoperă și materiale de 25 . . . 40%, iar la costuri de peste 50%, în comparație cu soluțiile tradiționale aplicate în aceleași condiții ale terenului de fundare, ceea ce o recomandă a fi aplicată, motiv pentru care a fost oficializată și prin Normativul C 29-77.

13.3.2. ÎMBUNĂTĂȚIRI ÎN ADÎNCIME PRIN PROCEDEE MECANICE

13.3.2.1. **Îmbunătățirea cu coloane din pămînt.** Îmbunătățirea de adîncime cu coloane din pămînt se pretează îndeosebi la pămînturile sensibile la umezire, acesta fiind un procedeu care se aplică de peste 20 ani.

În țara noastră procedeul se aplică potrivit prevederilor din normativul C 29-77, constînd din realizarea prin percuție a unor găuri pînă la cota proiectată, ce se umplu apoi cu porții din pămînt care se compactează prin batere cu același berbec folosit la realizarea găurii.

Pentru realizarea coloanelor din pămînt se folosesc utilaje de tip „Galați“ (fig. 13.28), sau excavatoare dotate cu echipament special pentru executarea coloanelor din pămînt.

Berbecul (mandrina) este format dintr-o tijă grea, avînd la partea inferioară un dispozitiv (fig. 13.29) care prin ridicare și cădere pe teren execută gaura și compactarea coloanei din pămînt. Față de puterea de care dispune utilajul tip „Galați“, masa berbecului cu tijă este limitată la 1 500 . . . 1 600 kg. Pentru asigurarea unei bune verticalități necesare la realizarea tehnologiei lungimea tijei este de 8 . . . 10 m, putînd fi formată dintr-o singură piesă sau din mai multe elemente îmbinate prin înfiletare.

Cel de-al doilea utilaj ce poate fi folosit este un excavator echipat conform figurii 13.30.

Ambele utilaje se folosesc cu rezultate bune, mandrina lor fiind simplă, iar funcționarea sigură.

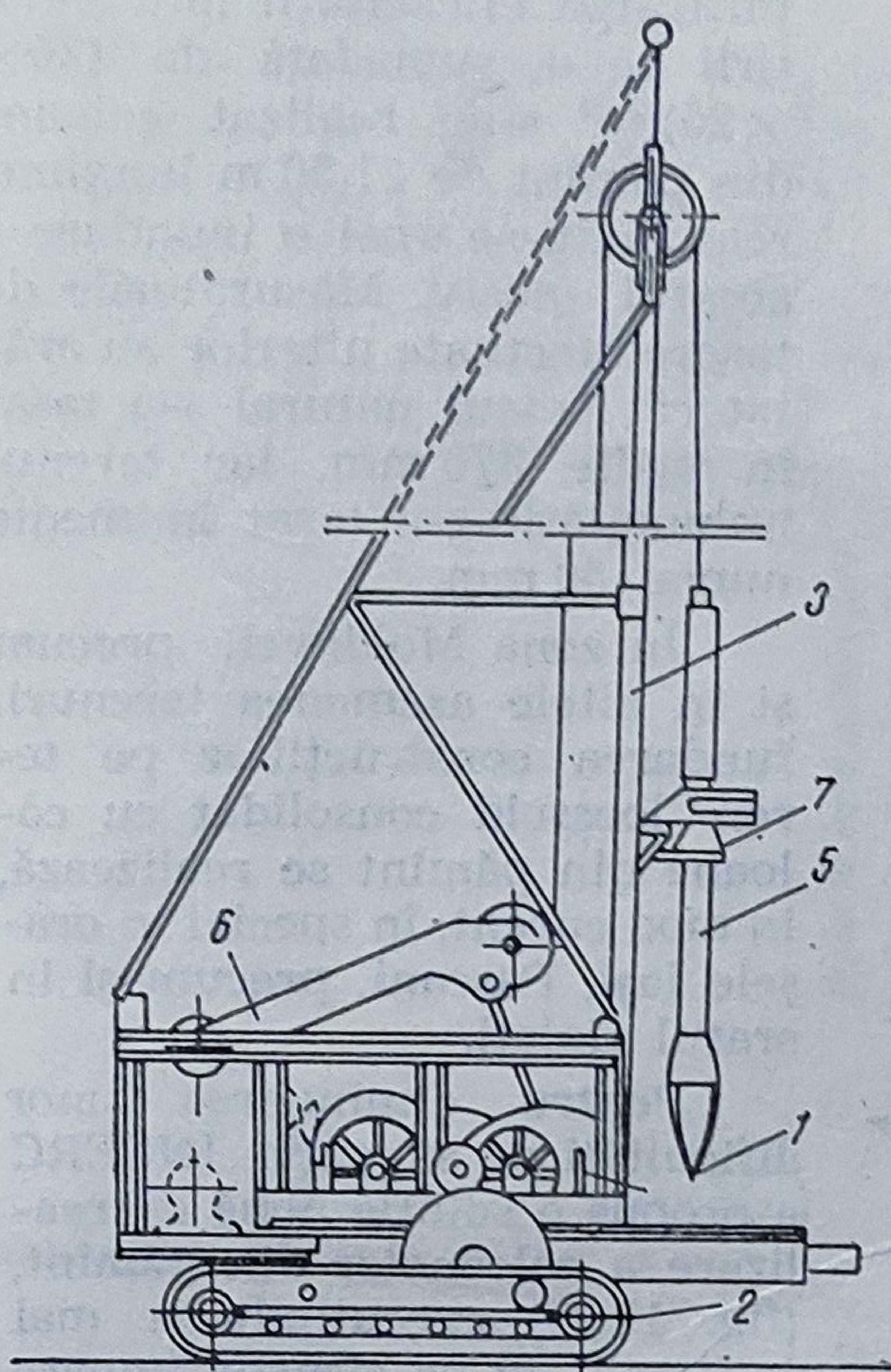


Fig. 13.28. Utilajul „Galați" folosit la realizarea coloanelor din pămînt :
1 — mandarină (berbec) ; 2 — utilaj purtător ; 3 — luminare de ghidare ; 5 — tijă ; 6 — bielă de acționare ; 7 — sistem de glisare și prindere a tijei purtătoare.

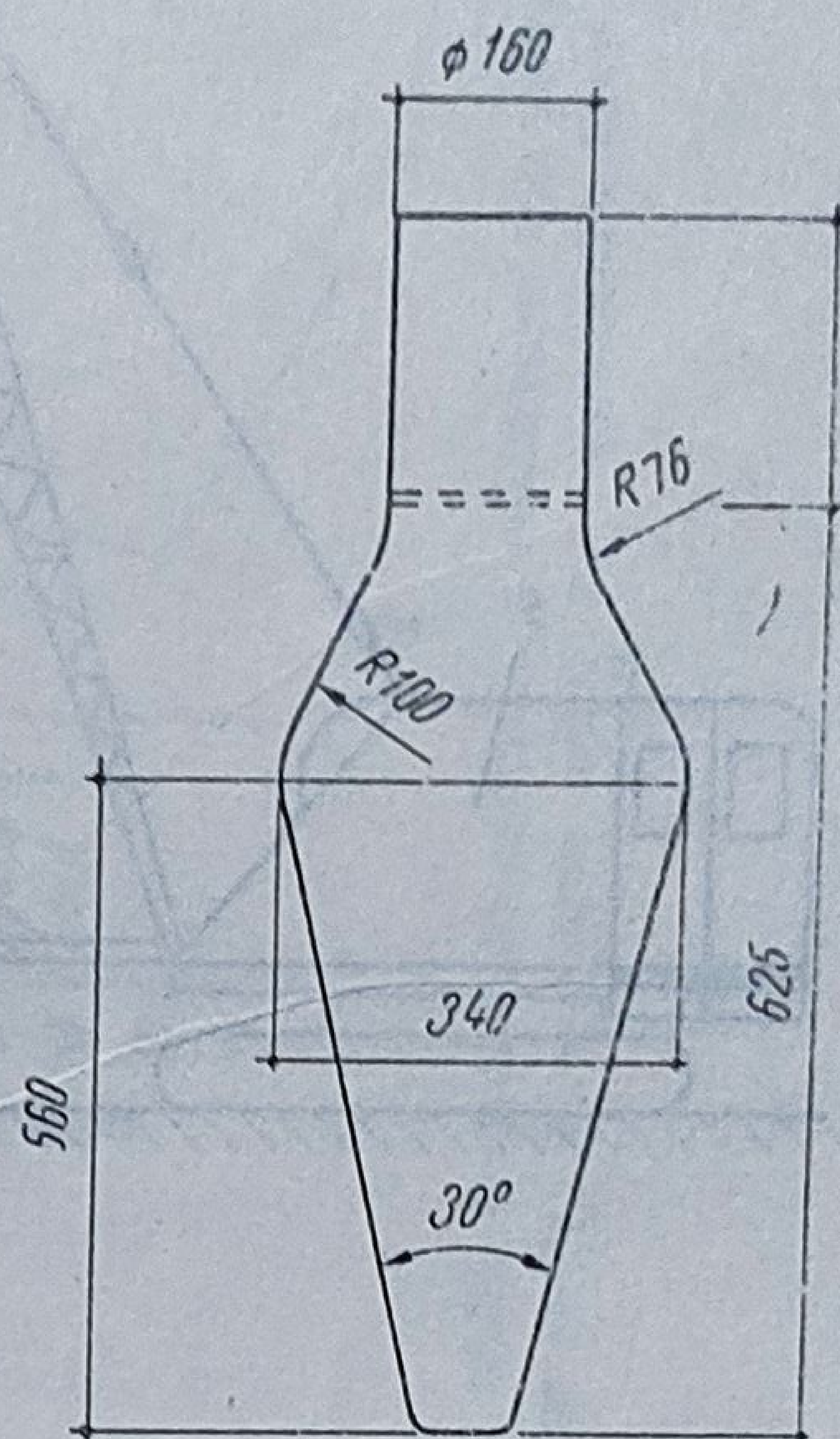


Fig. 13.29. Berbecul utilajului „Galați".

Tehnologia de lucru este simplă și constă în :
— amenajarea suprafeței terenului natural ;
— orizontalitatea utilajului și fixarea pe punct a mandrinei de batere ;
— executarea găurii prin percuție ;
— realizarea corpului coloanei.

Executarea găurii și a corpului coloanelor din pămînt comportă următoarele operații :

a) Executarea găurii se face prin căderea berbecului, ce străpunge terenul și îl îndeasă lateral. Operația începe prin lovituri rare ale berbecului (7 ... 8 lovituri/min), care este lăsat să cadă liber de la înălțimi ce la început sînt de circa 1 m ; pe măsura creșterii adîncimii, aceste înălțimi se pot mări.

b) Realizarea corpului coloanei constă din ridicarea berbecului deasupra terenului, turnarea în gaura de foraj a unor cantități dozate (porții) de pămînt și îndesarea lor prin aplicarea unor serii de lovituri de berbec conform proiectului. Operația se repetă pînă cînd corpul coloanei astfel executat ajunge la nivelul platformei de batere. La executarea coloanelor din pămînt se pot utiliza numai loessuri sau pămînturi loessoide stabilite prin proiect. Compactarea trebuie să se efectueze la umiditatea optimă de compactare w_{pt} a acestor materiale. Materialul poate proveni din săpăturile de fundații, din cariere sau din orice fel de debleuri.

Pentru verificarea ulterioară a îmbunătățirii terenului de fundare se întocmesc diagrame-etalon de penetrare statică (fig. 13.31). Pentru exem-

plificarea eficacității îmbunătățirii pe o suprafață de $(25 \times \times 25)\ m^2$ s-au realizat coloane din pămînt de 21,50 m lungime, realizîndu-se apoi o inundare a acestui masiv. Măsurătorile de tasare efectuate ulterior au arătat că loessul natural s-a tasat în medie 870 mm, iar terenul îmbunătățit s-a tasat în medie numai 50 mm.

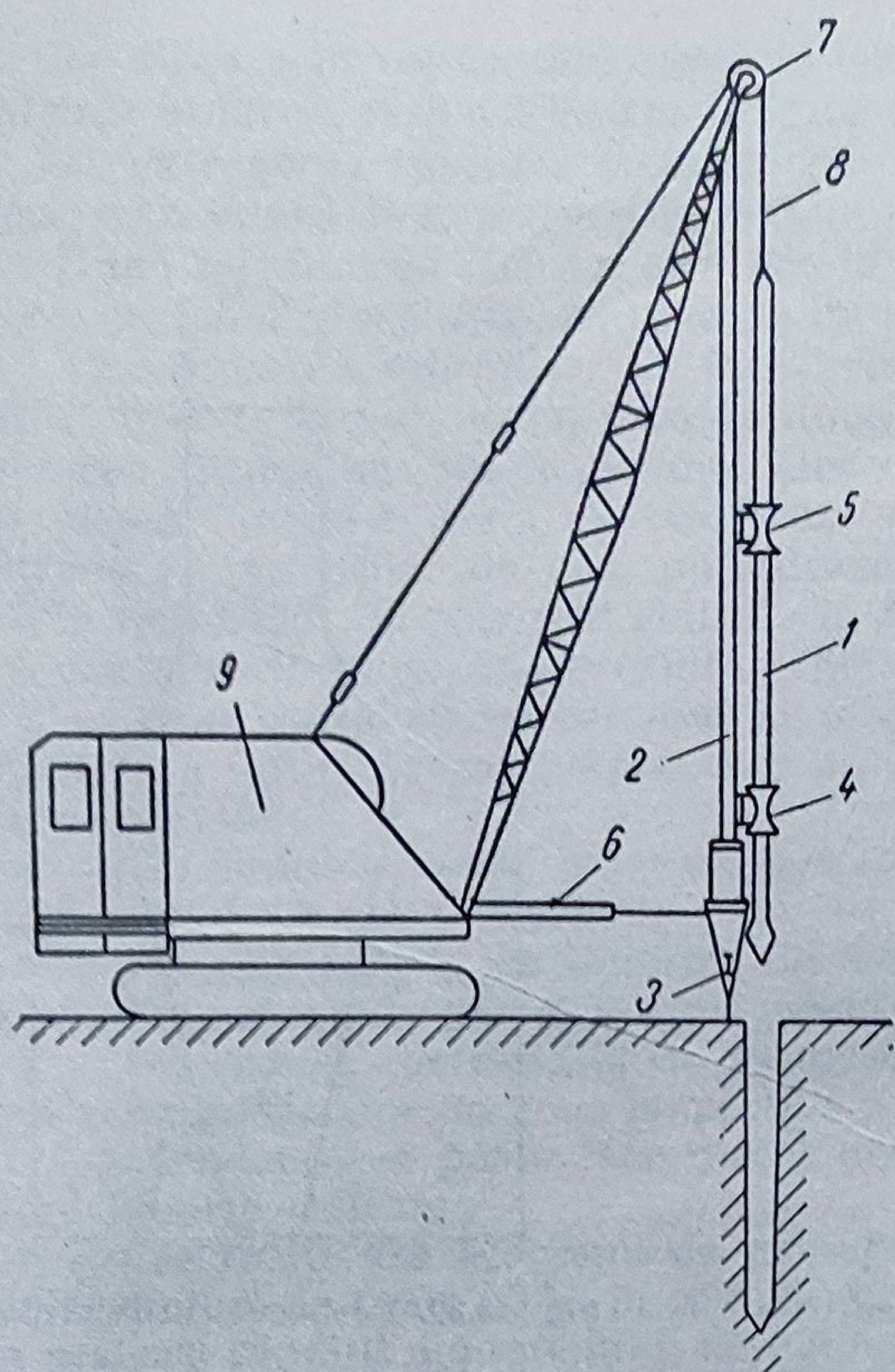


Fig. 13.30. Excavator echipat cu berbec:
1 — berbec (l=8,75 m, vîrf de beton 380 mm, masa=2 200 kg); 2 — săgeată; 3 — calaje; 4 și 5 — ghidaje; 6 — jug distanțier; 7 — rolă; 8 — cablu; 9 — excavator tip E-05.

În zona Moldovei, precum și în altele asemenea terenuri, fundarea construcțiilor pe teren loessoid consolidat cu coloane din pămînt se realizează, în mod curent, în special în orașele Iași, Pașcani, precum și în orașul Galați.

Pentru diminuarea unor dificultăți de execuție, INCERC a propus o soluție nouă de realizare a coloanelor din pămînt, (fig. 13.32) executîndu-se mai întîi cele de pe șirurile impare și după aceea cele de pe șirurile pare; pentru șirurile impare s-au folosit la compactarea fiecărei porții 15 lovituri, iar pentru șirurile pare 35 lovituri.

În felul acesta s-au obținut: înlăturarea devierii de la verticală a coloanelor, reducerea timpului de execuție cu circa 30% în medie pentru o coloană, îmbunătățirea calității lucrării și realizarea unei mai bune omogenități a masivului compactat atît pe verticală cît și pe orizontală (tab. 13.4).

Din experiență rezultă că îmbunătățirea de adîncime cu coloane din pămînt executate prin batere este un procedeu ce se poate aplica cu rezultate bune pentru fundarea directă a construcțiilor, pe pămînturile sensibile la umezire, cu condiția ca la proiectare să se țină seama de tasările ulterioare ce pot apare la construcții, alegîndu-se astfel soluția de structură încît să fie compatibilă cu acestea.

13.3.2.2. **Îmbunătățirea cu coloane din balast realizate prin procedeul Franki.** În vederea îmbunătățirii în adîncime cu coloane din balast, s-a pornit de la existența utilajului și a tehnologiei de realizat piloți din beton armat prin procedeul Franki, procedeu adaptat foarte simplu scopului propus.

Procedeul, deși prevăzut sumar și în normativul C. 29-77 și folosit în ultima vreme pe cîteva șantiere din R.S. România, datorită costului ridicat este încă puțin aplicat. El este recomandat în cazul în care grosimea straturilor eterogene de consolidat este mare (peste 15 ... 18 m).

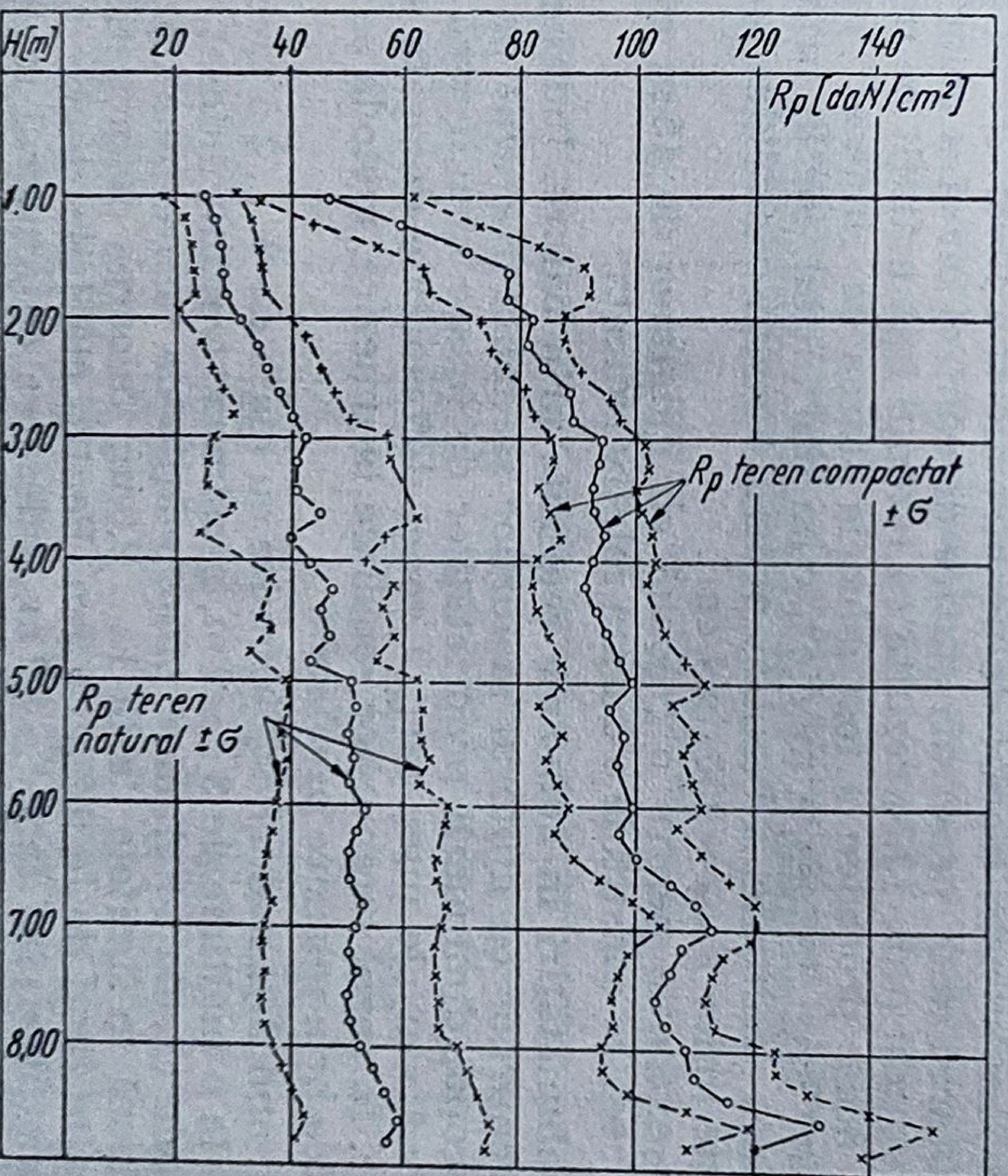


Fig. 13.31. Diagrama-etalon de penetrare statică pentru verificarea ulterioară a consolidării.

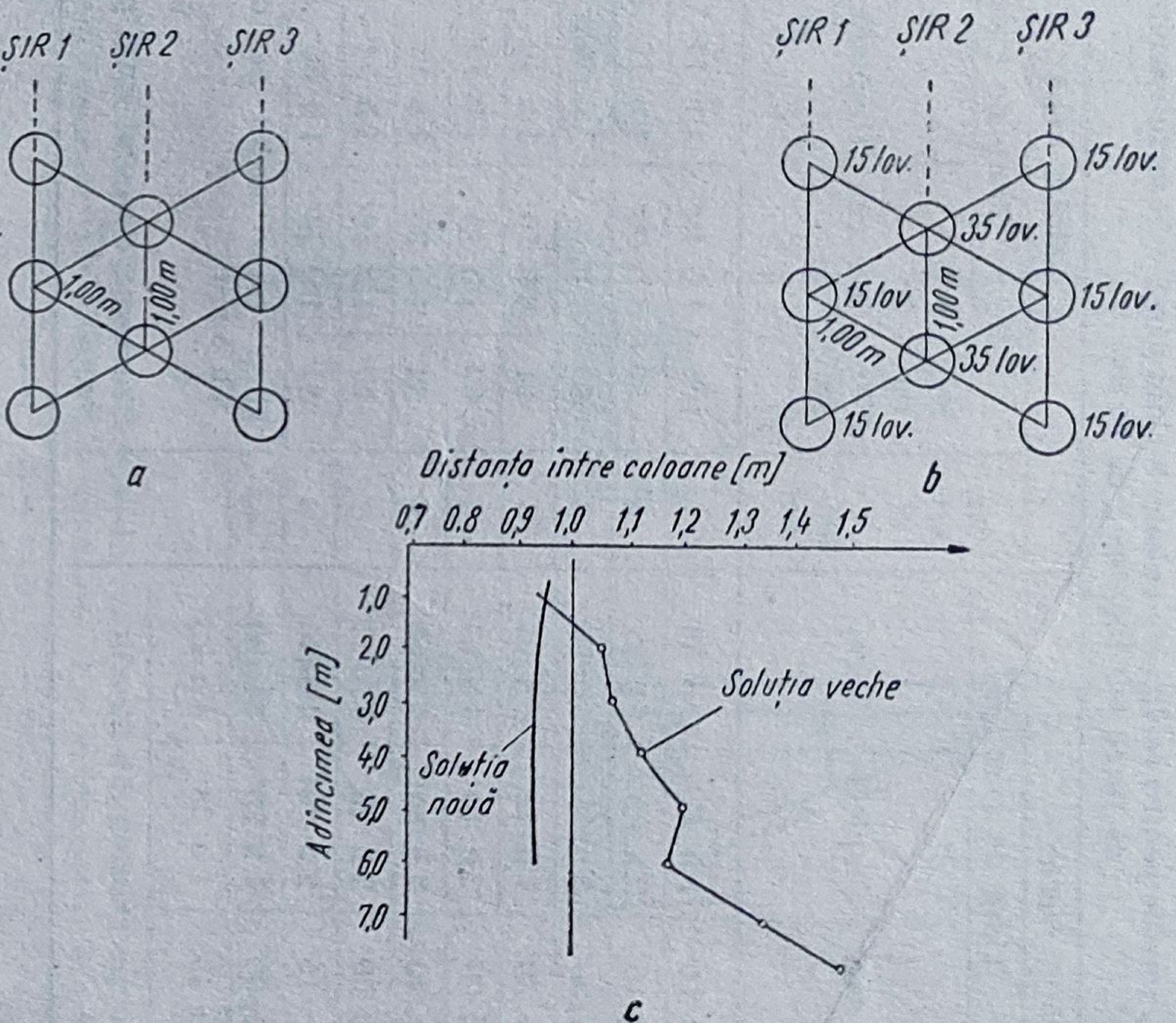


Fig. 13.32. Ordinea de execuție a coloanelor din pămînt: *a* — soluție veche; *b* — soluție nouă; *c* — comparație între cele două soluții.

TABELUL 13.4

Timpul de execuție pentru realizarea coloanelor din pămînt în două variante de lucru (cu lungimea de 20 m)

Soluția veche					Soluția nouă				
Nr. crt. al coloanei	Nr. de porții	Timp de execuție			Nr. crt. al coloanei	Nr. de porții	Timp de execuție		
		Forare	Umplere	Total			Forare	Umplere	Total
1	103	1 h 11′	1 h 47′	2 h 58′	1	100	1 h 10′	1 h 14′	2 h 24′
2	113	2 h 16′	2 h 05′	4 h 21′	2	86	1 h 00′	1 h 15′	2 h 15′
3	103	2 h 00′	1 h 53′	3 h 53′	3	89	1 h 37′	1 h 10′	2 h 47′
4	113	2 h 30′	1 h 45′	4 h 15′	4	91	0 h 50′	1 h 40′	2 h 30′
5	123	3 h 00′	2 h 10′	4 h 10′	5	83	1 h 15′	1 h 15′	2 h 30′
6	122	3 h 49′	2 h 30′	6 h 19′	6	82	1 h 35′	1 h 10′	2 h 45′
7	126	1 h 50′	2 h 25′	4 h 15′	7	97	1 h 58′	1 h 54′	3 h 52′
8	99	2 h 15′	2 h 30′	4 h 45′	8	81	1 h 33′	1 h 50′	3 h 23′
9	102	2 h 30′	1 h 50′	4 h 20′	—	Timp total mediu pe coloană 3 h 5 min			
10	96	2 h 45′	1 h 38′	4 h 23′					
Timp total mediu pe coloană 4 h 22 min					—	Reducerea timpului total pe coloană 29,4%.			

Pentru realizarea coloanelor din balast prin acest procedeu, se folosește instalația de producție poloneză, cunoscută sub denumirea de sonetă Franki tip KPF-22 (fig. 13.33).

Verificarea calității coloanei se face prin calitatea și cantitatea de balast folosită, precum și prin testări de penetromie sau încercări pe placă.

După executarea unor penetrări statice de control cît și a celor efectuate în teren natural (tab. 13.5) rezultă că terenul îmbunătățit pe un amplasament prin acest procedeu a fost adus la starea de „îndesat“ față de starea de „afînat“ sau „îndesare medie“, cum era inițial, iar în urma încărcărilor pe placă efectuate, a rezultat pentru terenul consolidat un modul de deformație liniar $E_{med} = 250$ daN/cm^2.

Timpul de execuție pentru o coloană cu lungimea de 15 m este în medie de 3,5 h, ceea ce constituie o durată relativ ridicată.

13.3.2.3. **Îmbunătățiri în adîncime realizate prin batere.** Îndesarea la suprafață a terenurilor cu ajutorul maiurilor se aplică frecvent pe terenuri slabe în scopul diminuării proprietăților de tasare neuniformă a terenurilor pe zonă sau ale unei părți a zonei deformabile datorate solicitării fundațiilor. În cazul terenurilor sensibile la umezire, metoda se combină cu îndesarea prin umezire prealabilă.

În condiția aplicării maiurilor obișnuite cu masa de 2 . . . 3,5 t, care se lasă să cadă de la o înălțime de 3 . . . 5 m, grosimea stratului îndesat, adică stratul în limitele căruia se elimină proprietățile de tasare neuniformă a terenului, oscilează în limitele de la 1 . . . 2,0 m, valoarea deformației suprafeței bătătorite fiind de la 0,2 . . . 0,5 m. Pentru clădirile relativ ușoare cu lățimea fundațiilor pînă la 1 . . . 1,2 m, îndesarea cu ajutorul maiurilor obișnuite se dovedește de regulă a fi suficientă pentru diminuarea pro-

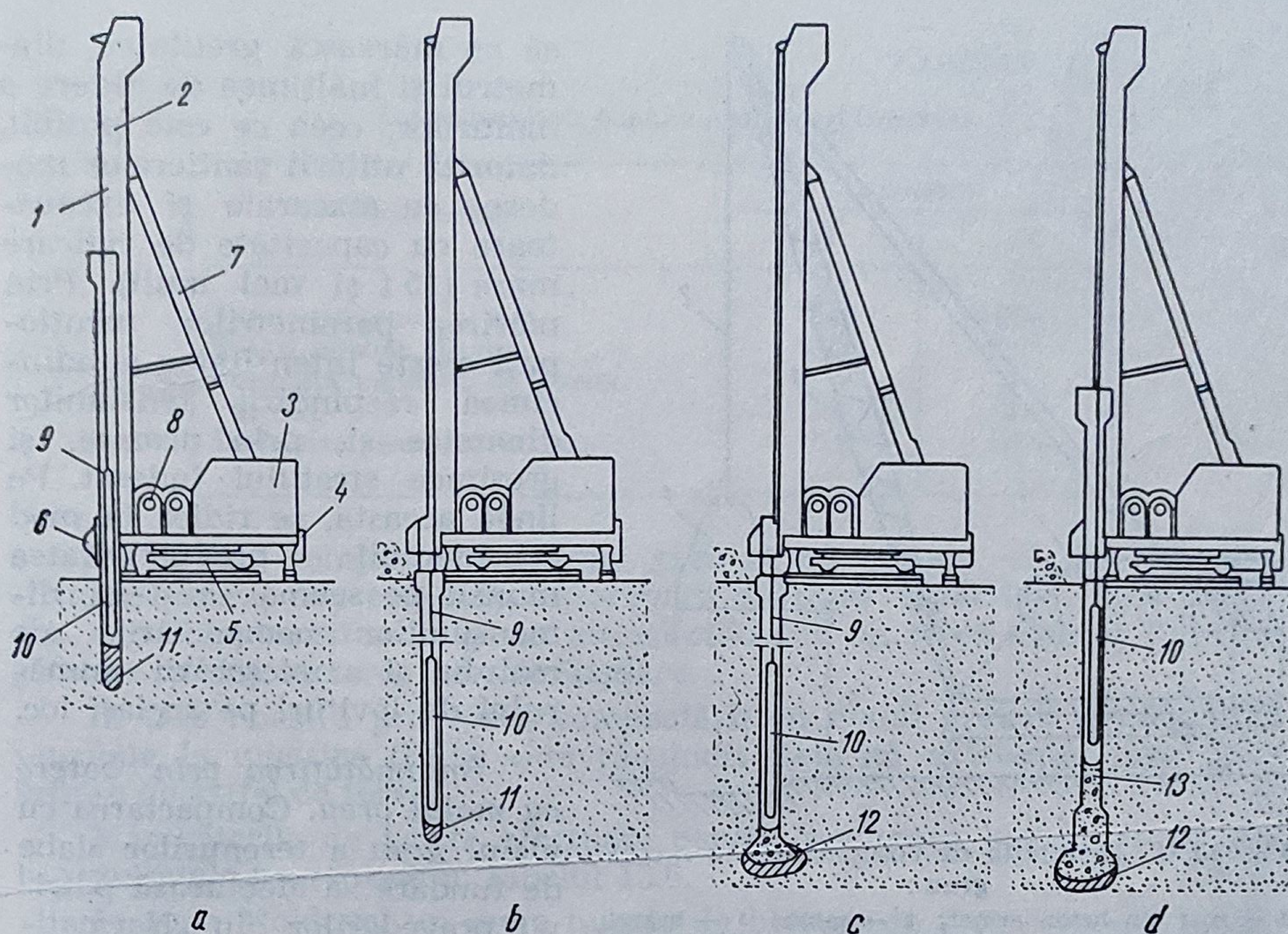


Fig. 13.33. Soneta Franki folosită la realizarea coloanelor din balast:
a ... d — fazele execuției; *1* — cablu; *2* — luminare; *3* — cabină; *4* — șasiu; *5* — cărucior; *6* — conteiner; *7* — contrafișă; *8* — troliu; *9* — coloană metalică; *10* — berbec; *11* — dop din beton; *12* — bulb; *13* — balast.

prietăților de tasare neuniformă în limitele întregii zone deformabile. La solicitări mai însemnate ce acționează asupra fundațiilor și cînd adîncimea zonei deformabile depășește 2,0 m apare necesitatea realizării unor perne de teren compactat pe suprafața fundului îndesat al gropii de fundare. Dar în acest caz este indicat din punct de vedere tehnico-economic

TABELUL 13.5

Rezultatele penetrării statice în teren neconsolidat și consolidat cu coloane din balast realizate cu tehnologia Franki

h în m	*Rp* martor (mediu)	*Rp* control (mediu)	*Rpc—Rpm*	Spor, în %
1—2	137,4	175,5	38,1	27,7
2—3	122,2	188,4	66,2	54,3
3—4	156,6	197,8	41,2	26,3
4—5	164,2	194,6	30,3	18,3
5—6	147,0	157,0	10,0	68,0
6—7	128,4	185,0	56,6	44,2
7—8	107,8	167,0	59,2	55,0
8—9	81,8	170,8	89,0	109,0
9—10	79,8	140,4	60,6	76,0
10—11	32,2	106,2	74,0	230,0
11—12	65,2	107,0	41,8	64,0
12—13	42,2	75,6	33,4	79,2
13—14	65,8	127,0	61,2	93,2

să se mărească greutatea, diametrul și înălțimea de cădere a maiurilor, ceea ce este posibil, datorită utilării șantierelor moderne cu macarale și excavatoare cu capacitate de ridicare mare (15 t și mai mult). Prin mărirea parametrilor menționați crește intensitatea și adîncimea răspîndirii tensiunilor dinamice și, prin urmare, și grosimea stratului îndesat. Pe lîngă aceasta, se ridică în mod considerabil productivitatea muncii pe seama creșterii dimensiunilor compactării, ale maiului și a micșorării numărului de lovituri pe același loc.

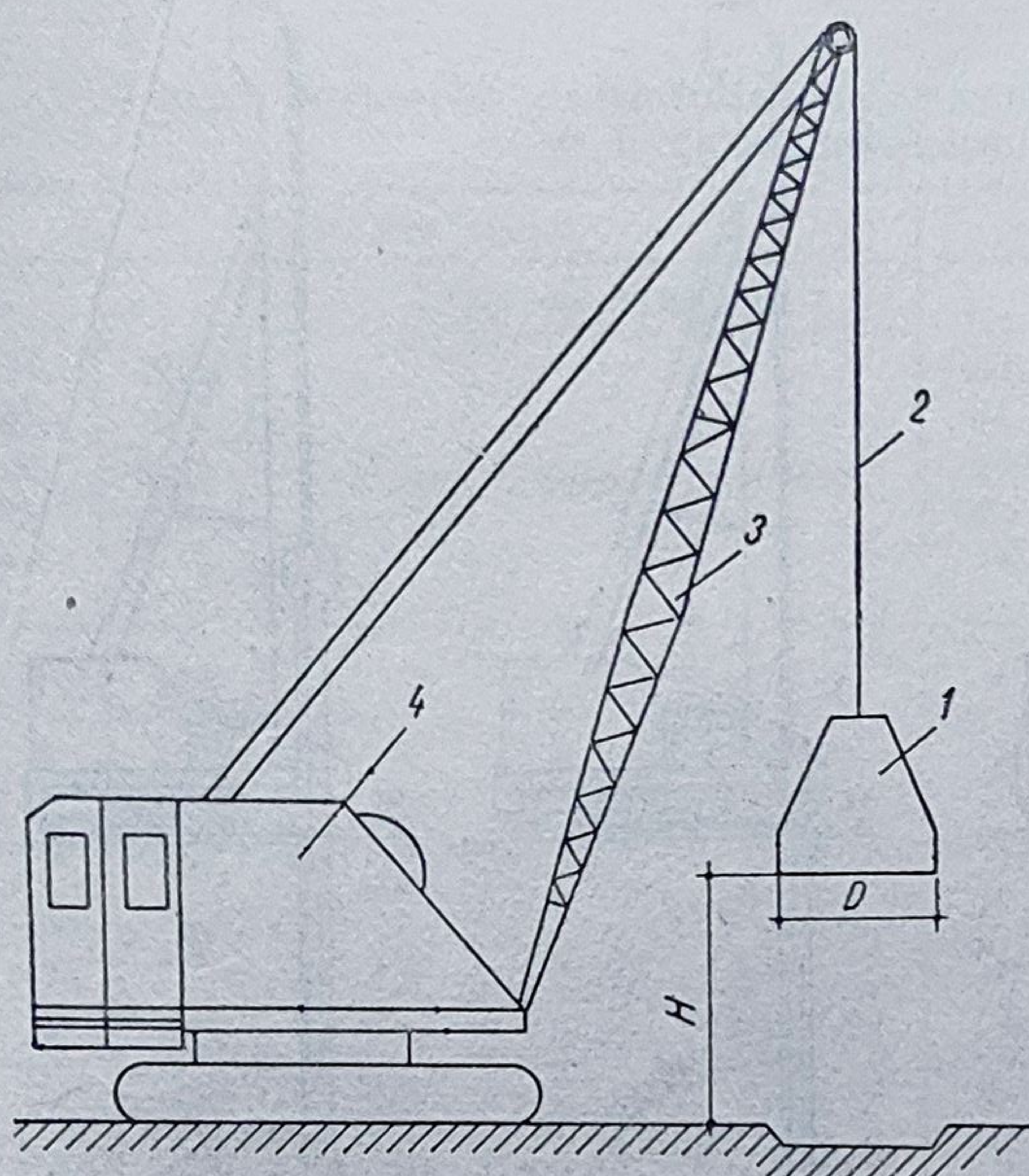


Fig. 13.34. Instalația de compactare cu maiul greu:

1 — mai din beton armat; 2 — cablu; 3 — brațul excavatorului; 4 — excavator; H — înălțimea de cădere a maiului.

Îmbunătățirea prin batere cu maiul greu. Compactarea cu maiul greu a terenurilor slabe de fundare se efectuează potrivit prevederilor din „Normativul privind consolidarea terenurilor de fundare slabe prin procedee mecanice" indicativ C 29-77 și constă din baterea terenului cu un mai de 2,5 . . . 4 t, care cade de la înălțimea de 2 . . . 4 m.

Instalația de compactare cu maiul greu se compune din utilajul de acționare (macara sau excavator) și maiul propriu-zis (fig. 13.34).

Macaraua sau excavatorul de acționare trebuie să îndeplinească următoarele condiții:

— să aibă capacitatea maximă de ridicare cu minimum 20% mai mare decît greutatea maiului, pentru preluarea la ridicare și a forțelor de aderență dintre mai și teren și, în special, pentru a nu se lucra cu brațele ridicate la maximum, care este o poziție de lucru periculoasă;

— să se poată efectua coborîrea maiului prin cădere liberă;

— să se deplaseze de preferință pe șenile sau, în cazul deplasării pe pneuri, să aibă posibilitatea calării automate (pentru obținerea unei productivități acceptabile).

Tehnologia de compactare cu maiul greu constă, în principal, din următoarele faze:

— aducerea terenului la umiditatea optimă de compactare;

— trasarea și marcarea axelor de lucru al utilajului;

— executarea compactării propriu-zise, prin batere cu maiul de la înălțimi și cu un număr de lovituri determinate experimental;

— nivelarea finală a suprafeței compactate.

Compactarea cu maiul greu s-a aplicat pînă în prezent într-un singur ciclu, în special la pămînturile sensibile la umezire, în cazul cărora se obțin adîncimi de compactare de 1,20 . . . 1,50 m.

Prin compactarea cu maiul greu în două cicluri de batere se sporește adîncimea de compactare pînă la 2,5 . . . 3,0 m, lărgindu-se astfel gama de construcții ce pot fi fundate direct pe terenul compactat.

TABELUL 13.6

Tasări rezultate după compactare şi inundare

Felul tasării	Tronsonul	
	I	II
Tasări maxime, în mm	76,4	46,4
Tasări minime, în mm	51,3	30,8
Diferenţa maximă, de tasare, în mm	25,1	15,6
Înclinarea maximă, în mm	2,2	0,56

Pe terenul compactat cu maiul greu se pot funda în general construcţii uşoare, ca : estacade, rezervoare de mică capacitate, hale uşoare etc., sau chiar construcţii grele, atunci cînd sub un teren slab de 2 . . . 3 m grosime se află un teren bun de fundare.

În ţara noastră procedeul compactării cu maiul greu a pămînturilor sensibile la umezire (PSU) este răspîndit datorită existenţei unor zone întinse de astfel de teren.

Măsurătorile de tasare efectuate pentru asemenea lucrări au condus la rezultatele prezentate în tabelul 13.6.

În zona Moldovei un mare număr de blocuri de locuinţe s-au fundat pe teren compactat cu maiul greu, în special în oraşul Iaşi. Aceste blocuri s-au comportat bine în timpul exploatării, pernele realizate prin compactare cu maiul greu comportîndu-se la inundare ca greu permeabile sau chiar impermeabile.

Compactarea prin batere a fost utilizată mai rar pentru pămînturile nisipoase deşi, prin stabilirea experimentală a unei tehnologii adecvate, se pot obţine rezultate foarte bune.

Acest lucru se realizează printr-o compactare treptată (în două cicluri). Astfel, prin aplicarea în primul ciclu a unui lucru mecanic de compactare mai mic, se formează o „crustă“ superficială de nisip îndesat, care se opune refulării. În al doilea ciclu se aplică un lucru mecanic de compactare mai mare, care îndeasă nisipul în adîncime.

Înălţimile de cădere ale maiului greu şi numărul de lovituri pentru fiecare ciclu de batere se determină experimental.

Cercetările efectuate de INCERC referitoare la compactarea cu maiul greu a nisipurilor au condus la concluzia că, prin înlocuirea fundării pe piloţi prefabricaţi de 6,0 m lungime pe o platformă experimentată, s-au obţinut economii (pentru anul 1977—1978), de 1 150 t de oţel şi 4 800 t de ciment, obţinîndu-se pentru un utilaj lucrînd în două schimburi o productivitate de circa 15 000 m^2/an.

Îmbunătăţirea prin batere cu supermaiul. Compactarea cu supermaiul constă într-o batere intensivă, aplicînd lovituri puternice de scurtă durată la suprafaţa terenului (metodă prezentată de M e n a r d în perioada 1972—1974, dezvoltată şi aplicată ulterior). Practic, aceste şocuri sînt provocate prin căderea liberă (de la 10 . . . 40 m) a unui mai avînd o masă de mai multe zeci de tone (40 t maximum, pînă în prezent).

Acest procedeu iniţial aplicat cu succes terenurilor granulare cunoaşte o dezvoltare încă restrînsă pentru tratamente şi la celelalte terenuri (mai ales la cele coezive), cum sînt : luturile, argilele, turbele etc.

Explicarea teoretică a fenomenelor dinamice create de şoc este foarte dificilă, precizîndu-se în continuare mai curînd efectele operaţiei de batere decît aceste fenomene, şi anume :

— se produc deformaţii, tasări superioare asupra terenului compactat faţă de tasările de consolidare prevăzute sub lucrarea definitivă ;

— se măresc rezistenţele la tăiere şi modulul de deformaţie al terenului de fundare.

În ceea ce priveşte în cazurile curente, supermaiul ridicat la înălţime este lăsat să cadă similar baterii cu maiul (fig. 13.34) fiind realizate în acelaşi loc (pe o saltea de materiale granulare depuse pe terenul de tratat) mai multe lovituri ale supermaiului.

Repartizînd judicios în timp ciclurile de batere se obţine într-un timp foarte scurt o tasare echivalentă cu cea care s-ar obţine în timp îndelungat sub influenţa unei supraîncărcări statice de mai multe atmosfere.

13.3.3. ALTE TEHNICI DE ÎMBUNĂTĂŢIRE ÎN ADÎNCIME

13.3.3.1. Îmbunătăţirea terenurilor slabe prin precomprimare. Tehnica de îmbunătăţire a proprietăţilor pămînturilor slabe prin precomprimare constă în principal în a plasa la suprafaţa terenului o încărcare uniform repartizată care să asigure total sau o parte din efectele următoare :

— să producă o rapidă desfăşurare a tasărilor în consolidarea primară ;

— să provoace cît mai repede apariţia sau desfăşurarea tasărilor de consolidare secundară ;

— să ducă la creşterea coeziunii nedrenate a pămîntului.

Primele două efecte sînt dominante în cazul precomprimării după o operaţie de preîncărcare (fig. 13.35, *a*) ; supraîncărcarea este temporară, fiind înlăturată atunci cînd a produs tasări suficient de mari, pentru ca pe teren să se poată construi fără ca acesta să sufere tasări reziduale.

Al treilea efect, observat în cazul unor construcţii realizate în etape, se referă la situaţia cînd rezistenţa iniţială a pămîntului este suficientă pentru a suporta fără ruptură încărcarea definitivă (fig. 13.35, *b*).

Această metodă este, de asemenea, frecvent aplicată pentru cazul încărcării progresive, cum ar fi umplerea în etape a rezervoarelor, silozurilor de cereale etc.

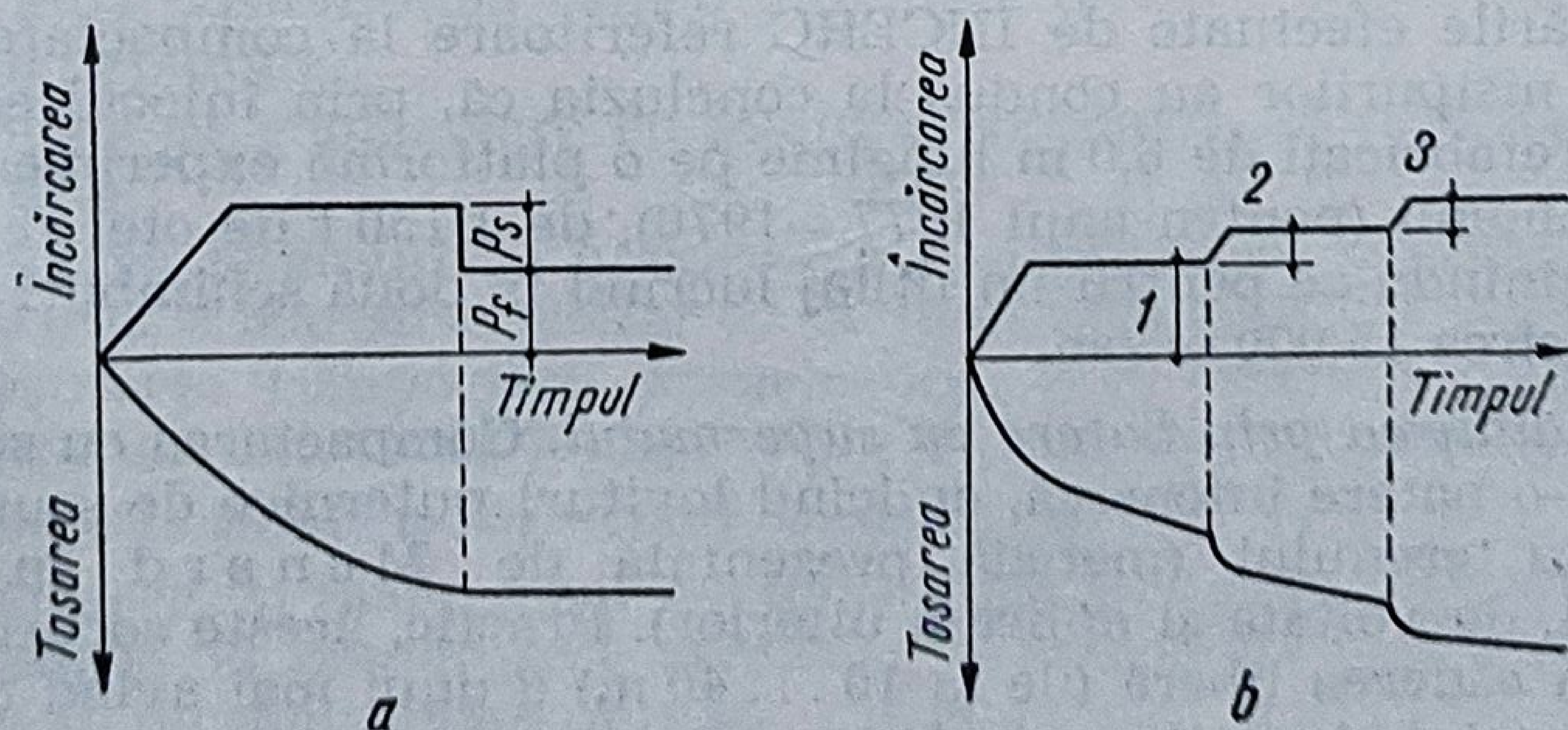
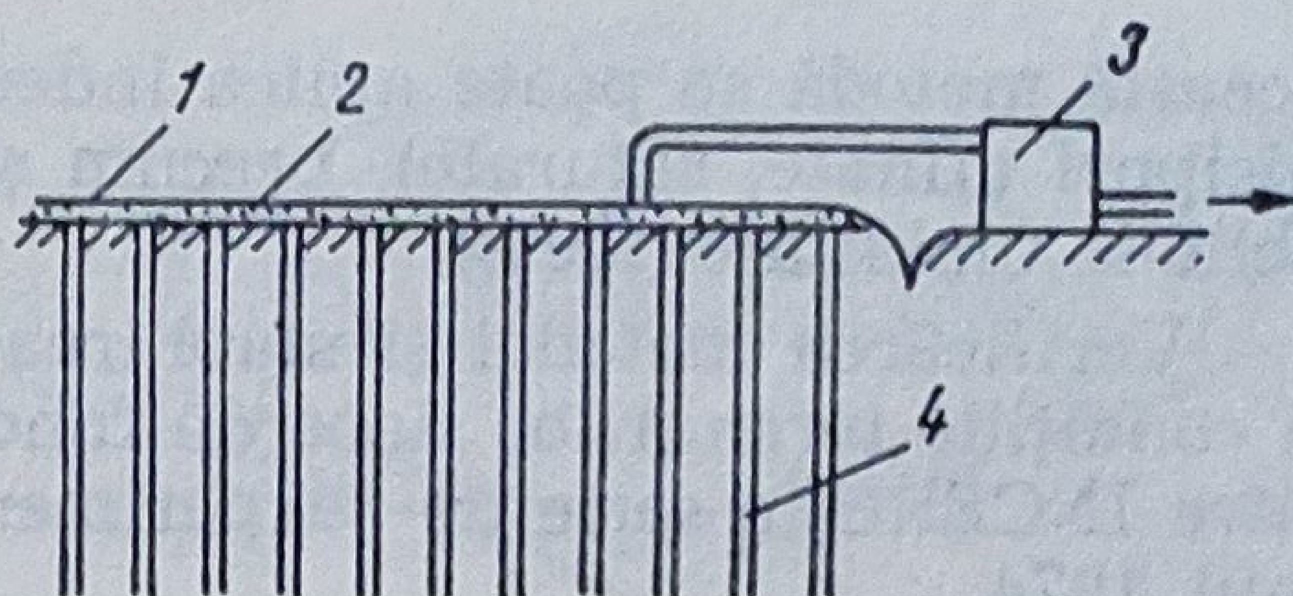


Fig. 13.35. Consolidarea terenurilor slabe prin precomprimare :
a — preîncărcare; p_f — încărcare finală; p_s — supraîncărcare; *b* — construcţie în etape; 1, 2 şi 3 — încărcarea în diferite etape.

Fig. 13.36. Realizarea precomprimării prin folosirea presiunii atmosferice după crearea de vid în puțuri: 1 — membrană; 2 — material drenant; 3 — pompă; 4 — drenuri.



Pentru realizarea precomprimării se pot aplica diferite procedee, și anume:

— amplasarea în zonă a unei umpluturi de pămînt ca supraîncărcare pentru precomprimare, care apoi se îndepărtează;

— încărcarea construcției în trepte prin procesul de realizare și de dare în folosință (încărcare utilă);

— ancorarea sub diverse sisteme și încărcarea cu greutăți pe plăci de suprafață mare, procedeu foarte rar aplicat;

— folosirea presiunii atmosferice ca supraîncărcare; această tehnică constă în a efectua o depresiune parțială într-un strat din material impermeabil, acoperind zona de tratat cu o membrană impermeabilă, ceea ce permite ca presiunea atmosferică să preseze terenul și să-l consolideze. Acest procedeu este puțin aplicat. O variantă a acestui procedeu este ilustrată în figura 13.36, unde vidul se face în puțuri, operația putînd fi însoțită de o rabatere a pînzei de apă în straturi adînci dacă acestea sînt suficient de permeabile.

În tabelul 13.7 se prezintă elementele principale ale cîtorva aplicații ale acestui procedeu.

TABELUL 13.7

Exemple de precomprimare sub efectul presiunii atmosferice după realizarea vidului

Alfortville (Franța) Fundații de gazometre 1960	Cenușă de centrale electrice de 3 m grosime, așezată pe pietriș	Metoda membranei aplicată în două faze: — vid de 40 la 90 kPa de 40 zile — vid de 40 kPa (3 ani) după ce la 60 zile s-a făcut umplerea gazometrului	24 cm
Filadelfia (SUA) Pistă de aeroport 1965	Lut și argilă de 7 m grosime, așezat peste nisip și pietriș	Metoda puțurilor, fără membrană, completată cu nivelare și cu drenuri din nisip Depresiune maximă de 40 kPa, aplicată timp de 40 zile	18 cm
Inland SEA (Japonia) Fundații de rezervoare 1967	Argilă și lut de 6 m grosime, așezat pe pietriș și avînd deasupra 10 m de nisip fin	Metoda puțurilor fără membrană completată cu coborîrea pînzei de apă și drenuri din nisip. Durata de aplicare 60 zile — puțuri distanțate la 10 m — puțuri distanțate la 3 m	 3...12 cm 19...42 cm

13.3.3.2. **Consolidarea în adîncime cu ajutorul exploziilor.** Consolidarea în adîncime prin explozii constituie una din metodele moderne de consolidare a terenurilor slabe în vederea fundării directe a construcțiilor.

Această metodă se poate aplica îndeosebi în cazul pămînturilor necoezive (nisipuri afînate, saturate), precum şi al celor cu coeziune slabă sau sensibile la umiditate (loess).

Verificarea metodei şi stabilirea parametrilor tehnologici de aplicare în condiţiile terenurilor slabe de fundare din ţara noastră s-au efectuat de către INCERC, o serie de experimentări de teren începînd încă din anul 1974.

Metoda constă în producerea unor explozii dirijate la intervale de timp bine stabilite, corespunzător unor încărcături explozive plasate la diferite adîncimi ; exploziile sînt urmate de tasarea suprafeţei terenului şi de o creştere a stării de îndesare a acestuia. În cazul pămînturilor sensibile la umezire, consolidarea prin explozii se execută după ce, în prealabil, s-a efectuat o preumezire pe întreaga grosime a stratului de consolidat.

Este indicat ca aplicarea acestei metode să fie programată cu un an înaintea execuţiei construcţiilor, pentru a se asigura o drenare cît mai bună a apei din terenul consolidat şi, prin aceasta, sporirea capacităţii portante a terenului de fundare, folosindu-se în acest scop indicaţiile din „Normativul privind consolidarea terenurilor de fundare slabe prin procedee mecanice“ indicativ C 29-77.

13.3.3.3. **Îmbunătăţirea terenului cu ajutorul drenurilor din carton sau din materiale plastice.** Pentru reducerea dificultăţii de execuţie la amenajarea drenurilor verticale în pămînturi argiloase saturate, în zonele unde lipseşte balastul sau nisipul, s-a trecut la utilizarea drenurilor din carton. Cel mai răspîndit procedeu constă în lipirea a trei straturi de carton (fig. 13.37).

Drenurile din carton prezintă, faţă de cele din balast, avantajul unei posibilităţi de confecţionare pe cale industrială, greutate mică şi o productivitate mare de punere în operă (pe cale mecanizată).

În afară de aceasta, drenurile din carton nu influenţează deformaţiile pămîntului, îndoindu-se uşor fără a se deteriora şi avînd o durabilitate mare în exploatare.

Drenurile din carton sînt introduse în teren cu ajutorul unei mandrine (fig. 13.38), care, penetrînd pămîntul slab, lansează drenul din carton. Aceste drenuri sînt considerate echivalente drenurilor din nisip cu diametrul de 15 cm.

Variante ale drenului din carton au fost propuse şi realizate de diverse firme. Astfel în figura 13.39 se prezintă un dren cu zona centrală din material plastic, înconjurată cu hîrtie de filtru, cu o lungime de 10 m şi grosimea de 4 mm ; canalele drenate totalizează o secţiune de 220 mm^2. Drenul se introduce în teren cu ajutorul mandrinei de penetrare.

Schema procesului tehnologic de execuţie a drenului este indicată în figura 3.40, putîndu-se ajunge la adîncimi de 10 . . . 20 m.

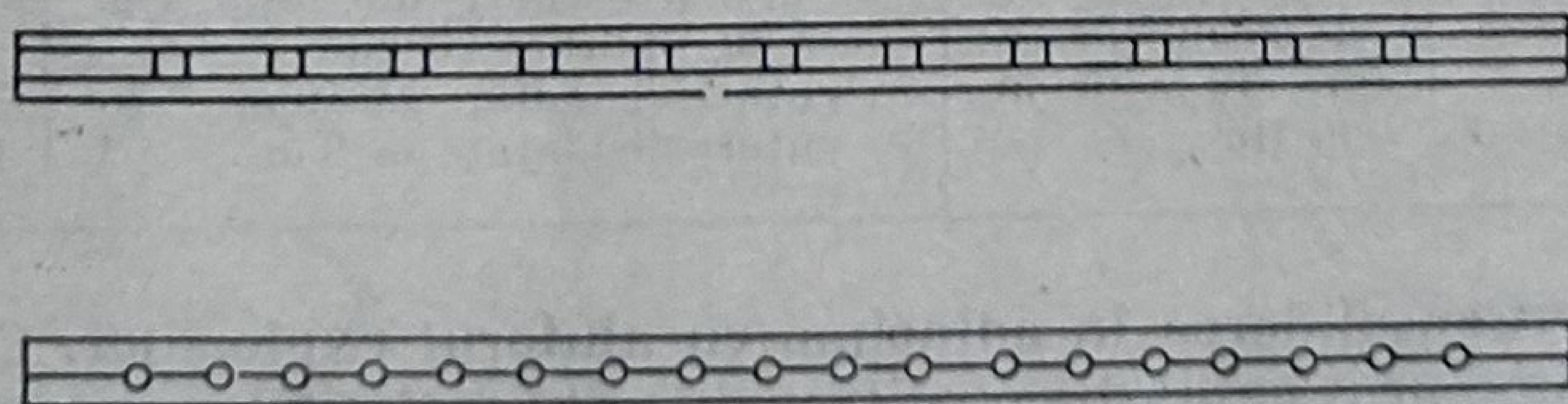


Fig. 13.37. Drenuri din carton (secţiuni orizontale).

Această metodă se poate aplica îndeosebi în cazul pămînturilor necoezive (nisipuri afînate, saturate), precum şi al celor cu coeziune slabă sau sensibile la umiditate (loess).

Verificarea metodei şi stabilirea parametrilor tehnologici de aplicare în condiţiile terenurilor slabe de fundare din ţara noastră s-au efectuat de către INCERC, o serie de experimentări de teren începînd încă din anul 1974.

Metoda constă în producerea unor explozii dirijate la intervale de timp bine stabilite, corespunzător unor încărcături explozive plasate la diferite adîncimi ; exploziile sînt urmate de tasarea suprafeţei terenului şi de o creştere a stării de îndesare a acestuia. În cazul pămînturilor sensibile la umezire, consolidarea prin explozii se execută după ce, în prealabil, s-a efectuat o preumezire pe întreaga grosime a stratului de consolidat.

Este indicat ca aplicarea acestei metode să fie programată cu un an înaintea execuţiei construcţiilor, pentru a se asigura o drenare cît mai bună a apei din terenul consolidat şi, prin aceasta, sporirea capacităţii portante a terenului de fundare, folosindu-se în acest scop indicaţiile din „Normativul privind consolidarea terenurilor de fundare slabe prin procedee mecanice“ indicativ C 29-77.

13.3.3.3. **Îmbunătăţirea terenului cu ajutorul drenurilor din carton sau din materiale plastice.** Pentru reducerea dificultăţii de execuţie la amenajarea drenurilor verticale în pămînturi argiloase saturate, în zonele unde lipseşte balastul sau nisipul, s-a trecut la utilizarea drenurilor din carton. Cel mai răspîndit procedeu constă în lipirea a trei straturi de carton (fig. 13.37).

Drenurile din carton prezintă, faţă de cele din balast, avantajul unei posibilităţi de confecţionare pe cale industrială, greutate mică şi o productivitate mare de punere în operă (pe cale mecanizată).

În afară de aceasta, drenurile din carton nu influenţează deformaţiile pămîntului, îndoindu-se uşor fără a se deteriora şi avînd o durabilitate mare în exploatare.

Drenurile din carton sînt introduse în teren cu ajutorul unei mandrine (fig. 13.38), care, penetrînd pămîntul slab, lansează drenul din carton. Aceste drenuri sînt considerate echivalente drenurilor din nisip cu diametrul de 15 cm.

Variante ale drenului din carton au fost propuse şi realizate de diverse firme. Astfel în figura 13.39 se prezintă un dren cu zona centrală din material plastic, înconjurată cu hîrtie de filtru, cu o lungime de 10 m şi grosimea de 4 mm ; canalele drenate totalizează o secţiune de 220 mm^2. Drenul se introduce în teren cu ajutorul mandrinei de penetrare.

Schema procesului tehnologic de execuţie a drenului este indicată în figura 3.40, putîndu-se ajunge la adîncimi de 10 . . . 20 m.

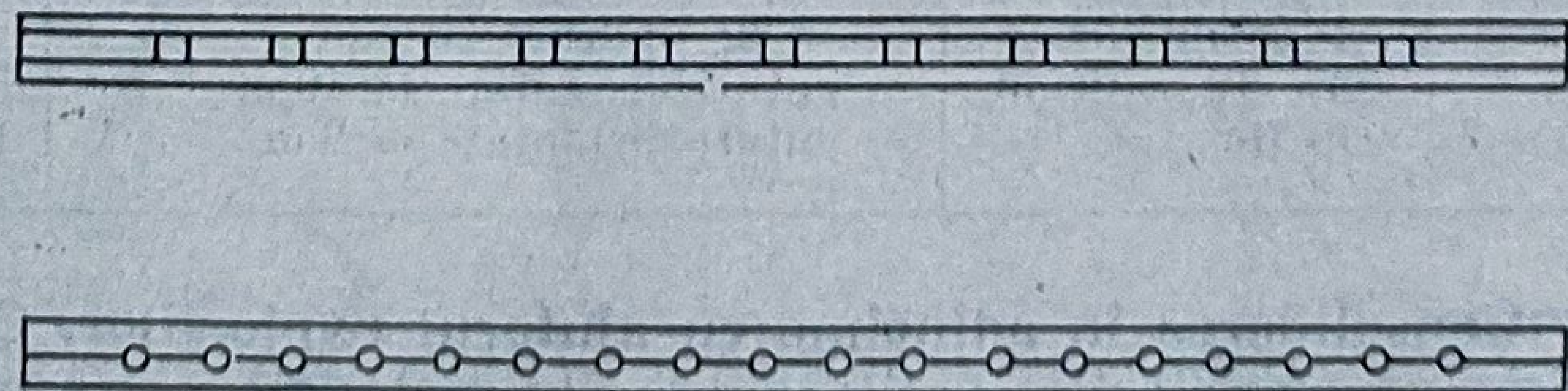


Fig. 13.37. Drenuri din carton (secţiuni orizontale).

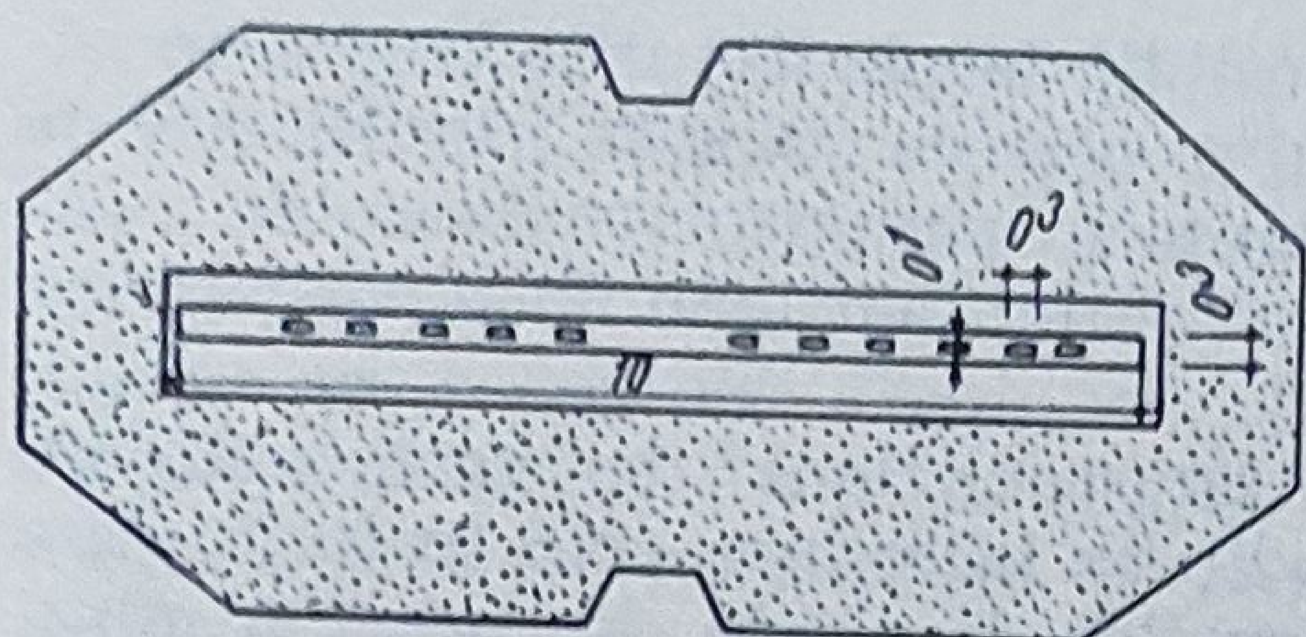


Fig. 13.38. Secțiune transversală prin mandrina de introducere a drenurilor din carton.

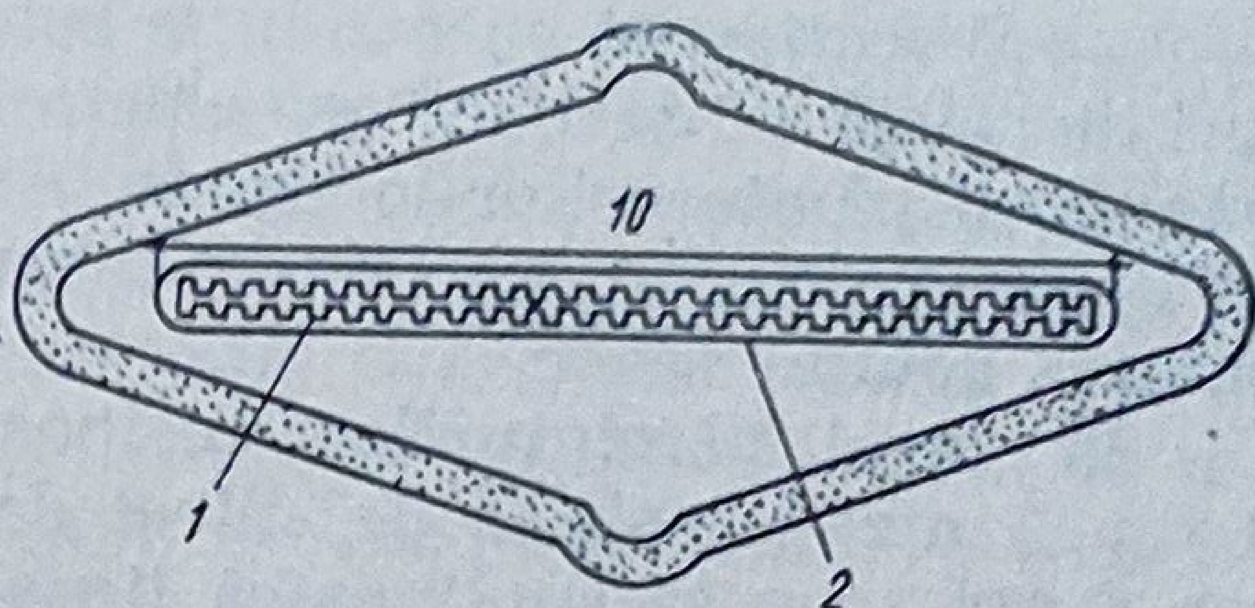


Fig. 13.39. Dren realizat cu zona centrală din material plastic înconjurată cu hîrtie de filtru :

1 — sîmbure din polietilenă; 2 — hîrtie de filtru.

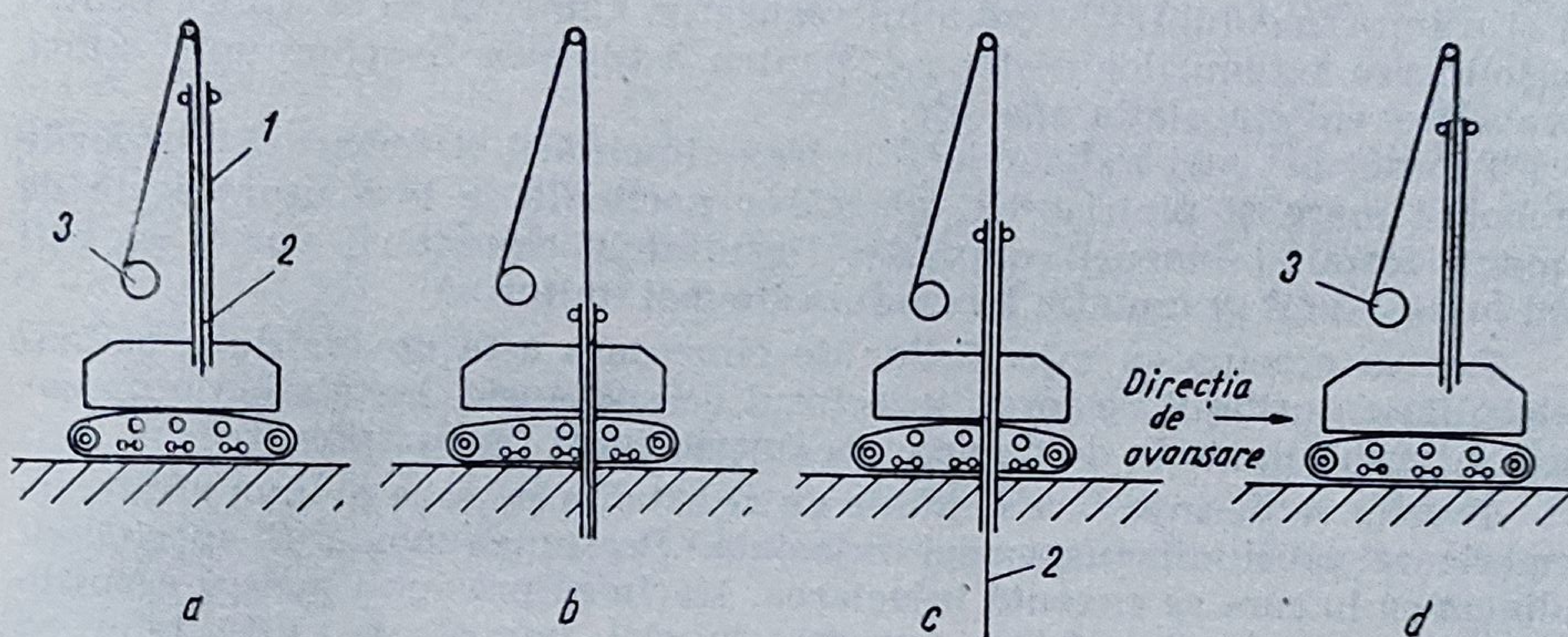


Fig. 13.40. Schema procesului tehnologic de execuție a drenului :

a — punerea utilajului în poziție de lucru; *b* — înfigerea mandrinei în teren; *c* — ridicarea mandrinei; *d* — punerea utilajului într-o poziție bună de lucru; *1* — mandrină (dorn); *2* — dren; *3* — dispozitiv de alimentare cu carton.

13.3.3.4. **Îmbunătățirea terenurilor cu ajutorul substanțelor chimice.** Substanțele chimice și lianții introduse prin injectare în porii pămîntului se gelifică și se întăresc în timp, obținîndu-se astfel creșterea rezistenței și impermeabilizarea masivului din pămînt tratat.

Îmbunătățirea pămînturilor prin silicatizare. În practică se aplică acest procedeu în două forme, în funcție de metoda de difuzare a soluției în pămînt (funcție de procedeul tehnologic), și anume : prin presiune sau prin presiune cu ajutorul curentului electric, adică *electrosilicatizarea*.

Silicatizarea sub presiune constă în injectarea în pămînt a unei soluții fluide de silicat de sodiu (sticlă solubilă). Silicatul de sodiu, în prezența unui electrolit, dă naștere bioxidului de siliciu (sau gelului de silice hidrat) care, prin întărire, cimentează particulele din pămînt, asigurînd mărirea rezistenței și impermeabilizarea pămîntului (micșorarea permeabilității).

Procedeul se poate aplica în două variante, și anume : silicatizarea cu două soluții și cu o soluție.

— *În cazul silicatizării cu două soluții* se injectează separat în pămînt soluția de silicat de sodiu cît și cea a electrolitului. Ca electrolit se utilizează, de regulă, clorura de calciu. Hidroxidul de calciu și clorura de sodiu determină reacții secundare din care rezultă oxiclorați de calciu și care îmbunătățesc proprietățile mecanice ale pămîntului consolidat, reducînd și permeabilitatea sa.

— *Silicatizarea cu o soluție* este posibilă la pămînturile bogate în săruri de calciu și, deci, la care electrolitul se găsește chiar în pămînt. Acesta este cazul pămînturilor loessoide. Existența în pămînturile loessoide a sărurilor de calciu, în special sub forma sulfatului de calciu, face posibilă separarea gelului silicic.

În cazul pămînturilor nisipoase cu coeficient de permeabilitate 0,5 . . . 5 m/zi în soluția de silicat de sodiu se introduce acid fosforic, care are drept scop să suplinească lipsa sărurilor de calciu din acest pămînt. În acest caz, separarea gelului silicic se face concomitent cu formarea fosfatului de sodiu.

Cimentarea. Cimentarea constă în injectarea sub presiune a unei suspensii de ciment care umple porii pămîntului pe o anumită distanță, în jurul tubului de injectare. În felul acesta se obține o sporire a rezistenței și a impermeabilității terenului respectiv. Cimentarea se aplică pentru consolidarea terenurilor nisipoase, pentru astuparea fisurilor unor stînci, spre a preveni circulația apei etc.

Terenul cel mai indicat la folosirea cimentării îl formează nisipurile cu bobul mare și pietrișurile, ale căror particule se lasă ușor legate de ciment, formînd blocuri compacte. Rezultatele cimentării vor fi cu atît mai bune, cu cît granulația terenului este mai uniformă.

Pentru efectuarea injectărilor de cimentare este nevoie de următoarele utilaje : utilajul de forat, injectorul de suspensie, instalația de preparare a liantului, stația de pompare a suspensiei și un compresor.

Presiunea de injectare depinde de rezistența pe care o opun straturile superioare presiunii suspensiei injectate. Presiunea poate fi sporită cu adîncimea la care se execută injectarea. Mărimea presiunii pentru cazurile obișnuite este de 2 . . . 5 bar ; pentru lucrări importante este bine ca aceasta să se stabilească prin încercări pe teren.

Metodele de lucru aplicate sînt : injectare ascendentă (de jos în sus), injectare descendentă (de sus în jos) și injectare totală.

La injectarea ascendentă, tubul se introduce pînă la adîncimea prevăzută în proiect, iar injectarea se face pe zone, începînd cu zona cea mai adîncă. Tubul se ridică treptat și se execută zonele următoare. Metoda asigură o înaintare rapidă a lucrărilor, dar există pericolul, mai ales la zonele superioare, ca lichidul să nu se răspîndească orizontal, ci spre suprafața terenului, unde se întîlnește o rezistență mai mică.

Injectarea descendentă, elimină acest neajuns. Prima dată se injectează zona superioară și, după întărirea cimentului, urmează injectarea zonelor următoare, progresînd treptat pînă la adîncimea prevăzută. Sub scutul zonelor superioare consolidate prin întărirea cimentului se pot aplica presiuni mai mari pentru o mai bună răspîndire a suspensiei. Se poate obține o consolidare mai bună.

În cazul injectării totale, gaura de foraj este executată pînă la adîncimea cerută și cimentată în întregime. Metoda este aplicată numai pentru ecrane de adîncime redusă și la roci tari, care au o fisurație puțin pronunțată.

13.3.3.5. **Consolidarea unor pămînturi cu coloane din var.** Tratamentul cu var al argilei și în special al luturilor este o tehnică bine cunoscută și frecventă în domeniul rutier, dar nu se referă decît la adîncimi de teren foarte mici (circa 20 . . . 30 cm), adică stratul superficial. Tratamentul în adîncime (pînă la 10 m) a apărut pe scară industrială în anul 1960 în U.R.S.S., sub formă de coloane din argilă moale tratată pe loc cu var.

Coloanele din var se realizează în felul următor : pe grosimea stratului din pămînt argilos saturat se execută un foraj cu diametrul de 32 . . . 50 cm. Dacă pămîntul nu-şi menţine peretele vertical, forajul se realizează cu ajutorul coloanelor de tubaj prevăzut la partea inferioară cu clapete ce se deschid. După execuţia forajului, acesta se umple cu var nestins în bulgări. În cazul utilizării coloanelor de protecţie varul se introduce succesiv pe înălţimi de circa 1,0 m şi se compactează cu o mandrină introdusă în foraj avînd greutatea de 300 . . . 400 kg.

Reacţia varului nestins cu apă din porii pămîntului argilos sau turbos cauzează de multe ori mărirea diametrului coloanei cu 60 . . . 80%, fapt care contribuie, de asemenea, la mărirea gradului de compactare a pămîntului saturat din jurul coloanei, iar prin stingerea varului se degajă o mare cantitate de căldură ; s-a constatat, experimental, că temperatura în interiorul coloanei ajunge la 300 °C. Sub acţiunea temperaturii înalte, o mare cantitate de apă din porii pămîntului se evaporă, iar ca rezultat, umiditatea pămîntului scade. În cazul micşorării gradului de umiditate al terenului sub 0,7, în continuare se poate proceda la o compactare a pămîntului cu ajutorul maiurilor grele, iar deasupra coloanelor se poate realiza o umplutură pe pămînt local cu grosimea de 2—3 m, compactată, de asemenea, cu maiuri grele.

Tehnica suedeză de realizare a coloanelor din var este sensibil diferită ; ea insistă în realizarea forajului (fig. 13.41) cu ajutorul unui burghiu şi cu introducerea de oxid de calciu în argilă, formînd astfel o coloană din var, în interiorul căreia au loc reacţiile descrise anterior. Rezultă crearea

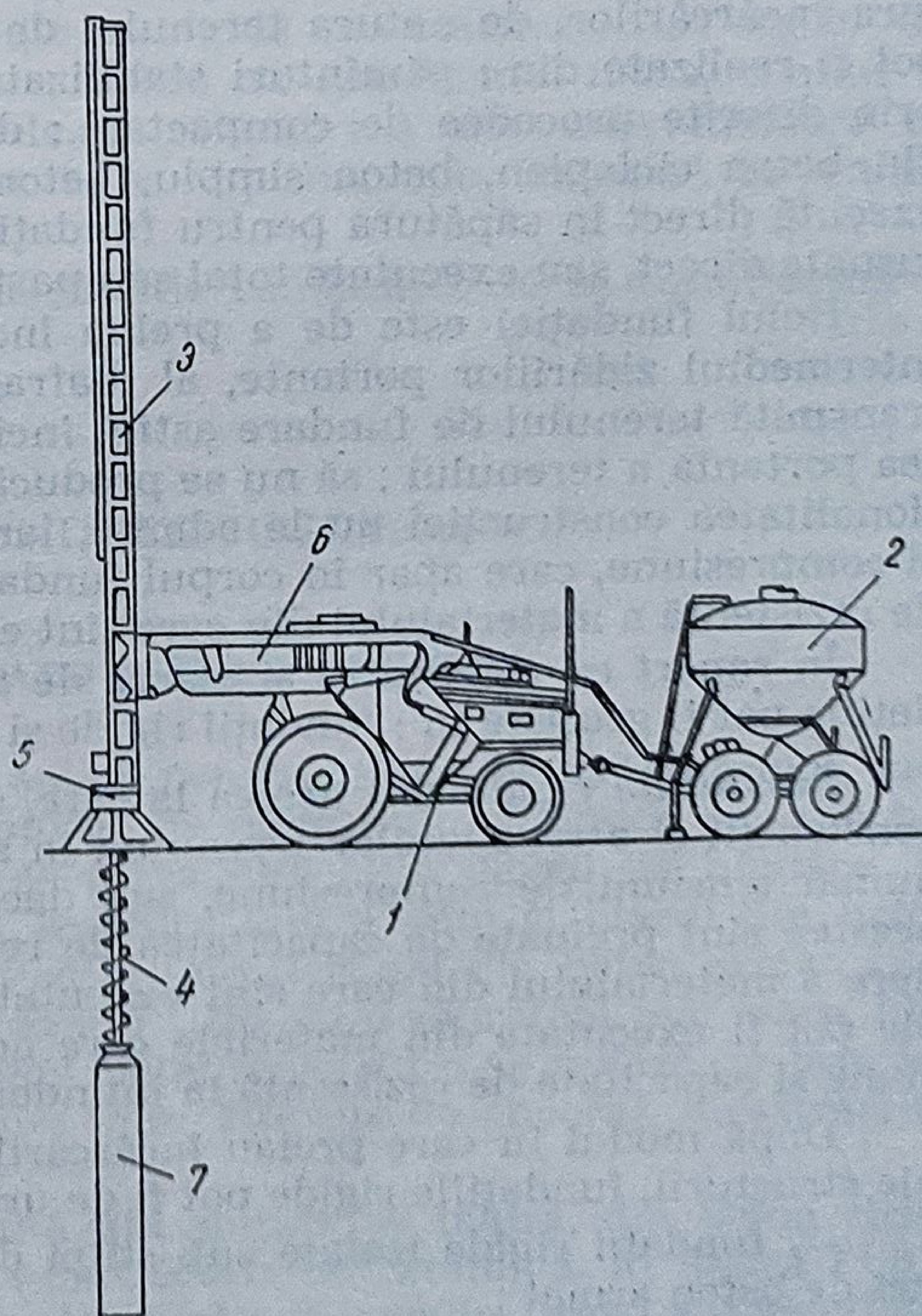


Fig. 13.41. Execuţia unei coloane din var :

1 — utilaj de manevră şi transport; 2 — buncăr de var; 3 — luminare pentru ghidare; 4 — burghiu elicoidal; 5 — sistem de antrenare a burghiului; 6 — braţ purtător al mecanismelor; 7 — coloană din var.

de coloane rezistente, care sînt dealtfel mai permeabile decît masivul din argilă din jurul său și din acest motiv joacă un rol de dren vertical.

În R.S. România, tehnica de realizare este similară metodei de executare a coloanelor din balast prin vibrare, cu deosebirea că tubul are dimensiuni uneori mai mici, iar în locul balastului se introduce var nestins.

CAPITOLUL 14

FUNDAȚII DE SUPRAFAȚĂ

Fundațiile de suprafață, numite și fundații directe, se folosesc atunci cînd terenul de fundare, care asigură capacitatea portantă necesară preluării încărcărilor date de construcție, se află situat la adîncime mică față de cota terenului natural. Se adoptă în mod curent la fundarea construcțiilor agrozootehnice, de locuințe, social-culturale și administrative, industriale etc., fiind eficiente sub aspect tehnico-economic. Analiza posibilităților de fundare la orice tip de construcție începe cu studiul posibilităților de aplicare a fundațiilor de suprafață și numai dacă aplicarea acestora nu este posibilă, se face apel la procedee de îmbunătățire a terenurilor de fundare sau la unul din procedeele de fundare de adîncime.

Funcție de destinația și importanța construcțiilor, de mărimea și natura încărcărilor, de natura terenului de fundare, fundațiile de suprafață pot fi realizate din : pămînturi stabilizate sau nestabilizate și compactate prin diferite procedee de compactare ; din piatră sau zidărie de piatră ; din beton ciclopian, beton simplu, beton slab armat și beton armat. Se execută direct în săpătura pentru fundații, iar cele din beton armat pot fi turnate direct, sau executate total sau parțial prefabricat.

Rolul fundației este de a prelua încărcările date de structură, prin intermediul zidăriilor portante, al diafragmelor sau al stîlpilor și să le transmită terenului de fundare astfel încît : să nu se depășească capacitatea portantă a terenului ; să nu se producă tasări pe care structura și funcționalitatea construcției nu le admite, iar tensiunile interne, de întindere și compresiune, care apar în corpul fundației să nu depășească capacitatea de rezistență a materialului din care sînt executate.

În raport cu rigiditatea și starea de tensiuni la care sînt supuse, fundațiile pot fi grupate în : fundații rigide și fundații elastice.

Fundațiile rigide sînt acelea la care, sub acțiunea încărcărilor date de construcții și a reacțiunilor terenului, în secțiunea cea mai solicitată, apar numai tensiuni de compresiune, sau dacă apar și tensiuni de întindere, acestea sînt preluate de capacitatea de rezistență la compresiune și întindere a materialului din care sînt executate (fig. 14.1). Pentru acest motiv, ele pot fi executate din materiale care au o bună comportare la compresiune și capacitate de rezistență la întindere mai scăzută.

După modul în care preiau încărcările de la elementele de rezistență ale structurii, fundațiile rigide pot fi de următoarele tipuri :

— fundații rigide izolate sub stîlpi din bloc de beton simplu și cuzinet de beton armat ;

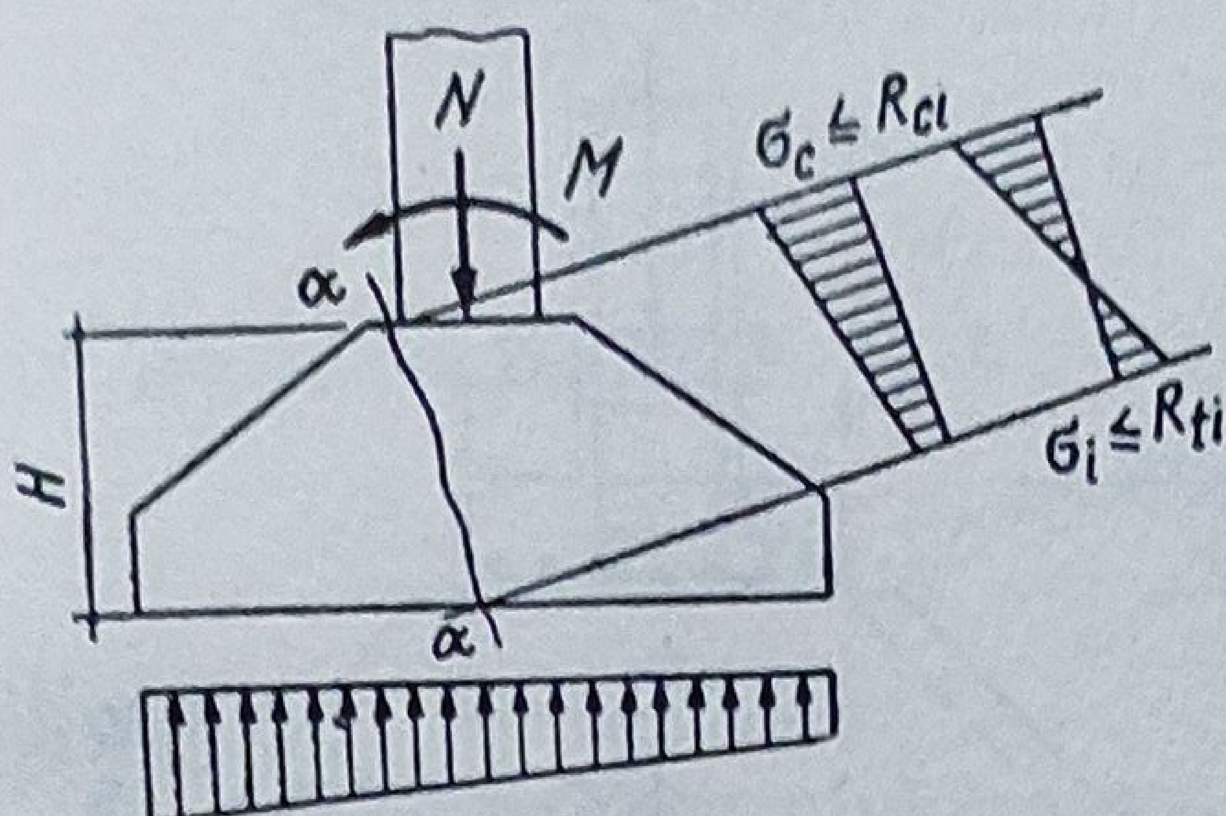


Fig. 14.1. Tensiuni în fundația rigidă.

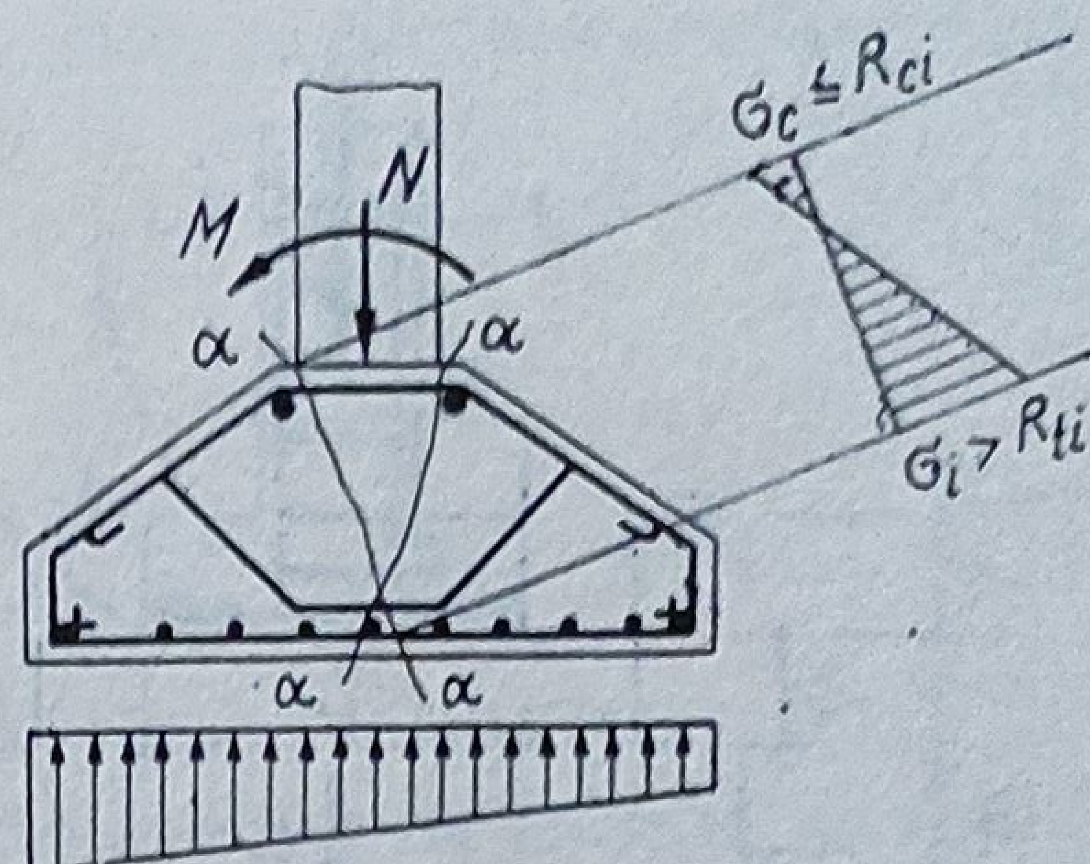


Fig. 14.2. Tensiuni în fundația elastică.

— fundații sub ziduri cu descărcări pe reazeme izolate ;
— fundații rigide continue sub zidării și diafragme.

Fundațiile elastice sînt acelea la care în secțiunea cea mai solicitată (fig. 14.2), pot să apară tensiuni de întindere mai mari decît rezistența la întindere a materialului din care sînt realizate, și care sînt preluate de armături dispuse în fundație.

Fundațiile elastice pot fi grupate în :
— fundații izolate sub stîlpi ;
— fundații continue sub ziduri și diafragme ;
— fundații continue sub șiruri de stîlpi, grinzi de fundare ;
— fundații pe rețele de grinzi ;
— fundații pe radier general.

La alegerea tipului de fundație — rigidă sau elastică — se are în vedere și faptul că fundațiile rigide, avînd un volum mai mare, conduc la un consum mai mare de materiale, în schimb nu sînt consumatoare de oțel-beton. Fundațiile elastice au un volum mai mic, consumă în schimb mai mult ciment și oțel-beton.

Se recomandă ca toate dimensiunile fundațiilor să se rotunjească la multipli de 5 cm.

14.1. FUNDAȚII RIGIDE

14.1.1. FUNDAȚII IZOLATE RIGIDE

Fundațiile izolate rigide se aplică pentru stîlpii din beton armat, metalici și, uneori, sub stîlpi din zidărie de piatră, din cărămidă sau din beton simplu, caz în care stîlpii se așază direct pe blocul de fundare. În cazul stîlpilor din beton armat, legătura dintre stîlp și blocul din beton simplu se realizează prin intermediul unui cuzinet din beton armat, care are rolul de a repartiza încărcarea din stîlp, pe o suprafață mai mare, blocului de fundare. În cazul stîlpilor metalici legătura se realizează prin intermediul unei plăci de bază și al unor buloane de ancoraj, încastrate în blocul din beton.

Blocul de fundare se execută din zidărie de piatră, din beton ciclopian, din beton simplu și uneori din zidărie de cărămidă. În figura 14,3, *a* și *b* se dau cele două forme, curent întîlnite. Forma în trepte are avantajul

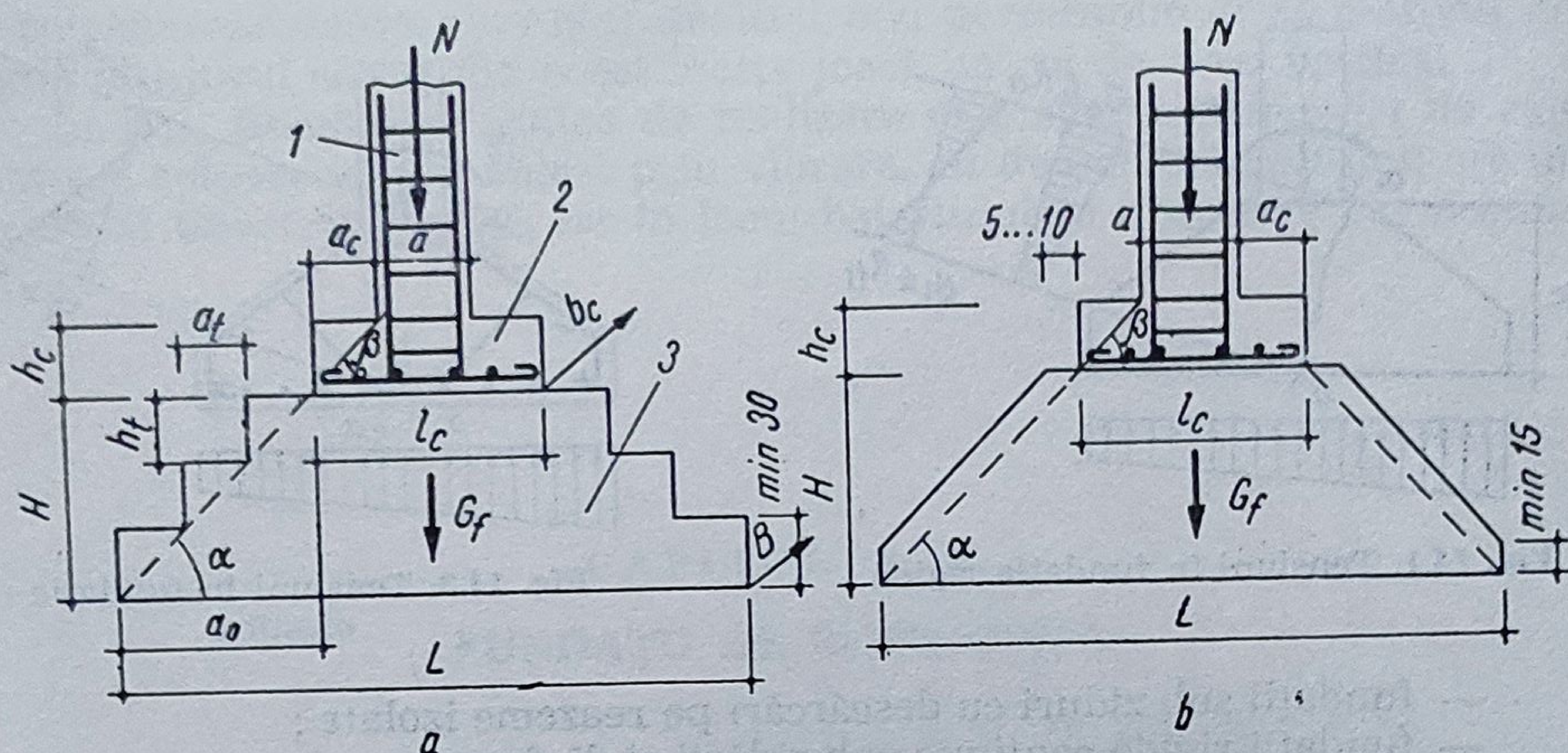


Fig. 14.3. Fundații rigide sub stîlpi :
a — în trepte; *b* — obelisc; *1* — stîlp; *2* — cuzinet; *3* — blocul fundației.

unei execuții mai comode, iar cea de obelisc, al unui consum mai redus de beton, fiind însă mai greu de realizat. Forma de obelisc se recomandă la fundații de dimensiuni mai mari.

14.1.1.1. **Dimensionarea blocului de fundație.** Suprafața de contact a fundației cu terenul de fundare se determină din condiția ca presiunea efectivă pe teren să nu depășească capacitatea portantă a terenului p_{tr}. Exprimînd această condiție se obține :

— Pentru solicitări centrice

$$p_{ef} = \frac{N+G_f}{A_c} \leqslant p_{tr}, \tag{14.1}$$

de unde

$$A_c = \frac{N+G_f}{p_{tr}}, \tag{14.2}$$

în care :

A_c = LB pentru fundație dreptunghiulară și $A_c = L^2 = B^2$ pentru fundație de formă pătrată, L fiind dimensiunea mare a fundației ;

N este forța axială la baza stîlpului ;

G_f — greutatea proprie a fundației și a pămîntului aflat deasupra ei, care se ia, în primă aproximație $G_f \simeq (0{,}1 \ldots 0{,}15)\, N$;

p_{tr} — capacitatea portantă de calcul a terenului de fundare, adică presiunea maximă pe care o poate transmite fundația terenului de fundare astfel încît să nu se producă cedări plastice care să conducă la ruperea și cedarea laterală a terenului de fundare și să nu producă tasări dăunătoare exploatării normale a construcției. Se stabilește conform prescripțiilor STAS 8316-77 și 3300-77 sau aplicînd relațiile de calcul date în cap. 12.

— Pentru încărcări excentrice pe o direcție, presiunile efective sînt :

$$p_{1,2}=\frac{N+G_f}{A_c}\pm\frac{M}{W}\approx\frac{1{,}1N}{A_c}\left(1\pm\frac{6e}{L}\right), \tag{14.3}$$

iar presiunea medie

$$p_m=\frac{p_1+p_2}{2}=\frac{N+G_f}{A_c}, \tag{14.4}$$

în care :

M este momentul încovoietor față de centrul de inerție al suprafeței de contact ;

W — modulul de rezistență al suprafeței A_c $\left(W=\frac{BL^2}{6}\right)$;

e — excentricitatea în direcția solicitării M, respectiv paralelă cu latura mare L $\left(e=\frac{M}{N+G_f}\right)$.

Acestea trebuie să satisfacă condițiile :

$$p_1\leqslant\alpha p_{tr}\;;\quad p_2>0 \text{ și } p_m\leqslant p_{tr}. \tag{14.5}$$

În cazul încărcărilor excentrice se recomandă ca suprafața de contact a fundației să fie dreptunghiulară, avînd raportul laturilor $n=L/B\simeq1{,}0\ldots1{,}3$, pe cît posibil același cu raportul laturilor secțiunii stîlpului.

Cu notațiile

$$L=nB,\; A_c=nB^2 \text{ și } W=\frac{n^2B^3}{6}, \tag{14.6}$$

înlocuite în (14.5), se obține

$$B^3-\frac{1{,}1N}{n\alpha p_{tr}}B-\frac{6M}{n^2\alpha p_{tr}}\geqslant0, \tag{14.7}$$

în care α este un coeficient funcție de natura încărcărilor și de modul lor de acțiune, pe lîngă p_{tr}, atunci cînd p_{tr} se stabilește pe baza presiunilor convenționale (v. STAS 8316-77).

Din (14.7) rezultă dimensiunea B și apoi din (14.6) dimensiunea L a suprafeței de contact a fundației.

— Dacă fundația este solicitată excentric pe două direcții, presiunile în colțurile suprafeței de contact vor fi

$$p_{1,2,3,4}=\frac{N+G_f}{A_c}\pm\frac{M_L}{W_L}\pm\frac{M_B}{W_B}, \tag{14.8}$$

unde M_L și M_B sînt momentele încovoietoare ale încărcărilor care solicită fundația, paralel cu latura L și B, în raport cu centrul de inerție al suprafeței A_c.

Presiunile efective, exprimate cu relația (14.8), trebuie să satisfacă condițiile :

$$(p_1)_{max}\leqslant\alpha p_{tr}\;;\quad (p_4)_{min}>0\;;\quad p_0\leqslant p_{tr}, \tag{14.9}$$

unde p_0 este presiunea efectivă corespunzătoare centrului suprafeței de contact, adică

$$p_0=\frac{p_1+p_2+p_3+p_4}{4}. \tag{14.10}$$

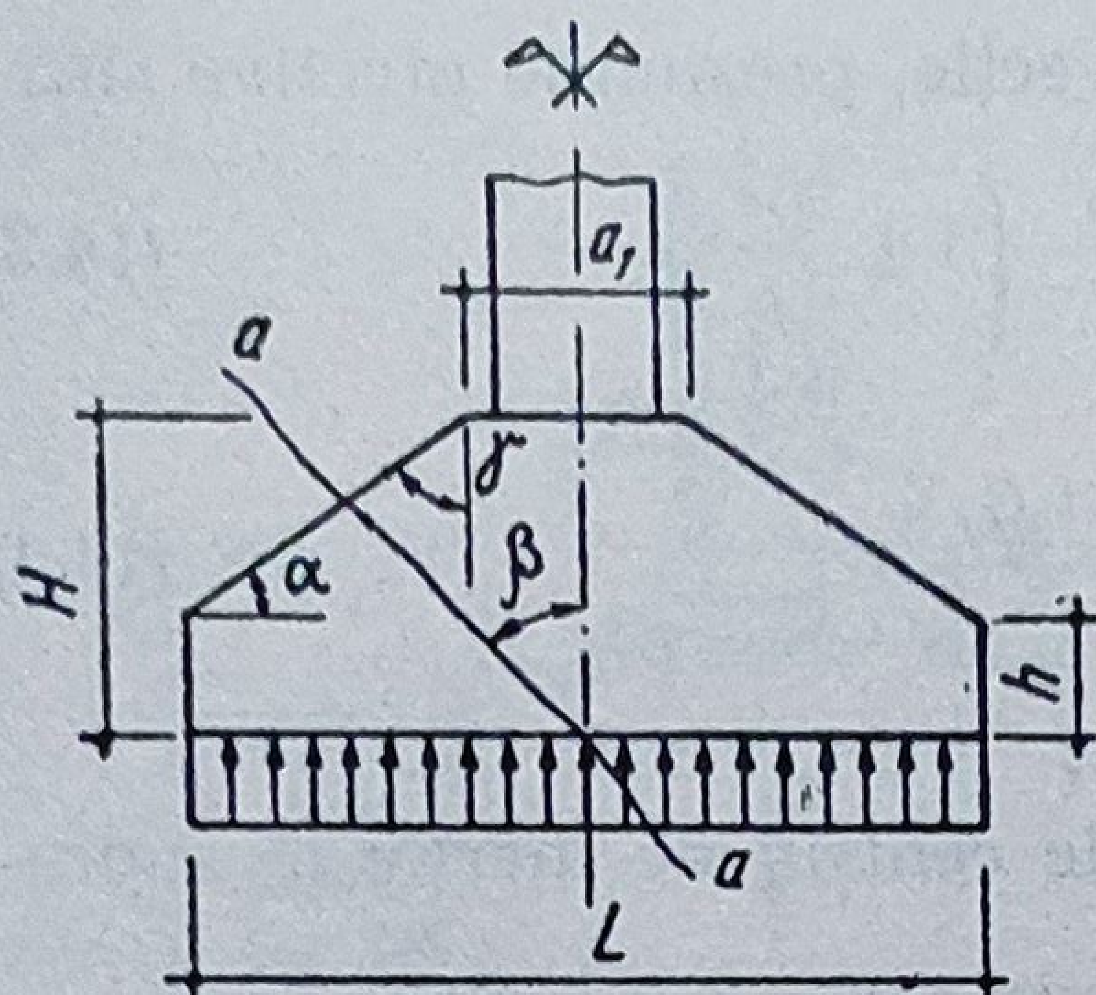


Fig. 14.4. Relația dintre H și σ_1.

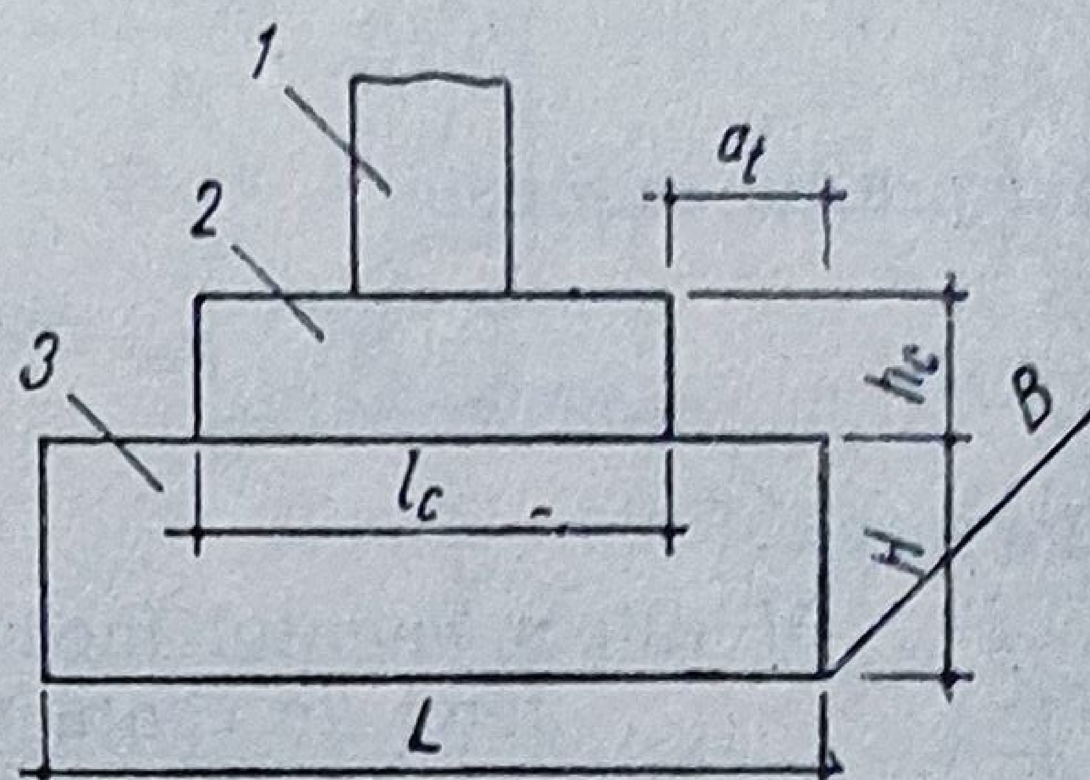


Fig. 14.5. Fundație rigidă, prismatică :
1 — stîlp; 2 — cuzinet; 3 — bloc.

Pentru ca blocul de fundație să lucreze ca o fundație rigidă (fig. 14.1), înălțimea H a blocului trebuie să satisfacă o anumită limită, care rezultă din studiul tensiunilor în secțiunea cea mai solicitată a—a. La o fundație cu suprafața de contact A_c și presiunea transmisă terenului p_{ef}, constantă (fig. 14.4), se observă că tensiunile principale de întindere, sînt funcție de înălțimea H, respectiv de unghiurile γ și β (tab. 14.1).

TABELUL 14.1

Relația dintre H și σ_1

H	γ_0	β_0	$\sigma_1 = f(p_{ef})$
H_1	20°	20°	0,77 p_{ef}
$H_2 < H_1$	40°	25°	2,44 p_{ef}
$H_3 < H_2$	50°	35°	4,67 p_{ef}

Se vede că pe măsură ce crește înălțimea blocului fundației, secțiunea cea mai solicitată se apropie de verticală, iar valorile tensiunilor principale de întindere σ_1 scad.

Plecînd de la aceste considerații, normele în vigoare în țara noastră (P. 10-78) impun pentru tg α (fig. 14.3 și 14.4), valori minime funcție de presiunea pe teren și de materialul din care se execută fundația (tab. 14.2).

Avînd determinate dimensiunile L și B ale suprafeței de contact se alcătuiește astfel fundația încît să fie satisfăcută valoarea tg α dată în tabel.

TABELUL 14.2

Valori ale tg α pentru proiectarea fundațiilor rigide

Presiunea maximă pe teren, în daN/cm²	Valori minime ale tg α pentru :				
	zidărie de piatră sau cărămidă	B 50	B 75	B 100	B 150
$p \leq 2$	2,00	1,30	1,20	1,10	1,00
$2 < p \leq 3$	2,00	1,60	1,40	1,30	1,10
$3 < p \leq 4$	—	1,80	1,60	1,50	1,30
$4 < p \leq 6$	—	—	—	1,80	1,60

Dacă dimensiunea L a fundației este mică, aplicînd condiția tg α, rezultă înălțimi mici, care se recomandă să fie $H \geqslant 40$ cm, forma fundației fiind prismatică (fig. 14.5). Dacă rezultă $H > 60$ cm, este indicată realizarea blocului fundației în două sau trei trepte (fig. 14.3, a), astfel ca dimensiunile treptelor, pe ambele direcții ale blocului să satisfacă condițiile :

$$h_t \geqslant 30 \text{ cm} ; \quad \frac{h_t}{a_t} \geqslant \operatorname{tg} \alpha, \text{ de unde } a_t \leqslant \frac{h_t}{\operatorname{tg} \alpha}, \tag{14.11}$$

în care h_t și a_t sînt înălțimea și respectiv lățimea treptelor, iar tg α se ia din tabelul 14.2.

Înălțimea minimă a fundației de tip obelisc, la contur se va lua de cel puțin 15 . . . 20 cm, pentru a evita concentrările de tensiuni care ar putea fisura fundația în zona conturului.

La fundații cu presiuni pe teren peste 3 daN/cm² se verifică blocul de beton simplu, la compresiune locală, strivire, sub cuzinetul de beton armat, cu relația

$$p_1 \leqslant k_l \cdot R_c, \tag{14.12}$$

în care :

p_1 este presiunea maximă la contactul dintre cuzinet și blocul din beton simplu ;

k_l — coeficient funcție de raportul $\frac{A_b}{A_c}$ $\left(k_l = \sqrt[3]{\frac{A_b}{A_c}} \leqslant 2\right)$

unde :

$$A_b = (l_c + 2a_t)(b_c + 2b_t) \text{ și } A_c = l_c b_c ; \tag{14.13}$$

R_c — rezistența la compresiune a betonului.

La proiectarea fundațiilor rigide, pe terenuri cu capacitate portantă scăzută, sub stîlpi cu încărcări mari, rezultă suprafețe de contact mari. Urmărindu-se satisfacerea condiției de capacitate portantă a terenului, se mărește suprafața de contact, care, prin condiția tg α, conduce la o înălțime mai mare a fundației și deci la sporirea greutății acesteia, în așa măsură încît nu poate fi satisfăcută condiția (14.1), limită pînă la care poate fi dezvoltată latura mare a fundației :

$$L_{max} = \sqrt[3]{\frac{4N}{\gamma_m \operatorname{tg} \alpha}}, \tag{14.14}$$

unde :

N este încărcarea axială la baza stîlpului ;

γ_m — greutatea volumetrică medie a betonului și pămîntului aflat deasupra fundației (se ia ≈ 20 kN/m³) ;

tg α — conform tabelului 14.2.

Dacă din încercările de dimensionare rezultă

$$A_{nec} > A_{max}, \tag{14.15}$$

fundația rigidă nu poate fi realizată, impunîndu-se un alt tip de fundație sau îmbunătățirea terenului de fundare.

14.1.1.2. Dimensionarea și armarea cuzinetului de beton armat. Suprafața de contact a cuzinetului, cu blocul de beton simplu, se alege din considerente economice, respectîndu-se condițiile :

$$\left(\frac{l_c}{L}\right) = \frac{b_c}{B} = 0{,}55\ldots0{,}65, \text{ pentru bloc cu o singură treaptă ;}$$

$$\left(\frac{l_c}{L}\right) = \frac{b_c}{B} = 0{,}40\ldots0{,}50, \text{ pentru bloc cu două sau trei trepte.} \tag{14.16}$$

Înălțimea cuzinetului h_c se ia de minimum 30 cm, dar în așa fel încît să fie îndeplinite condițiile :

$$\frac{h_c}{b_c} \geqslant 0{,}25 \quad \text{și} \quad \text{tg}\,\beta = \frac{h_c}{a_c} \geqslant 1{,}0. \tag{14.17}$$

Cuzinetul este armat la partea inferioară cu bare de rezistență, dispuse pe cele două direcții, l_c și b_c, sau cu plase sudate, astfel încît secțiunea de beton armat să poată prelua solicitările de încovoiere date de presiunea la contactul dintre cuzinet și blocul fundației.

Pentru stabilirea momentelor încovoietoare se consideră cuzinetul ca niște console, încastrate în stîlp și încărcate de jos în sus cu presiunea dintre cuzinet și bloc (fig. 14.6, *a*). Diagrama presiunilor pe suprafața de

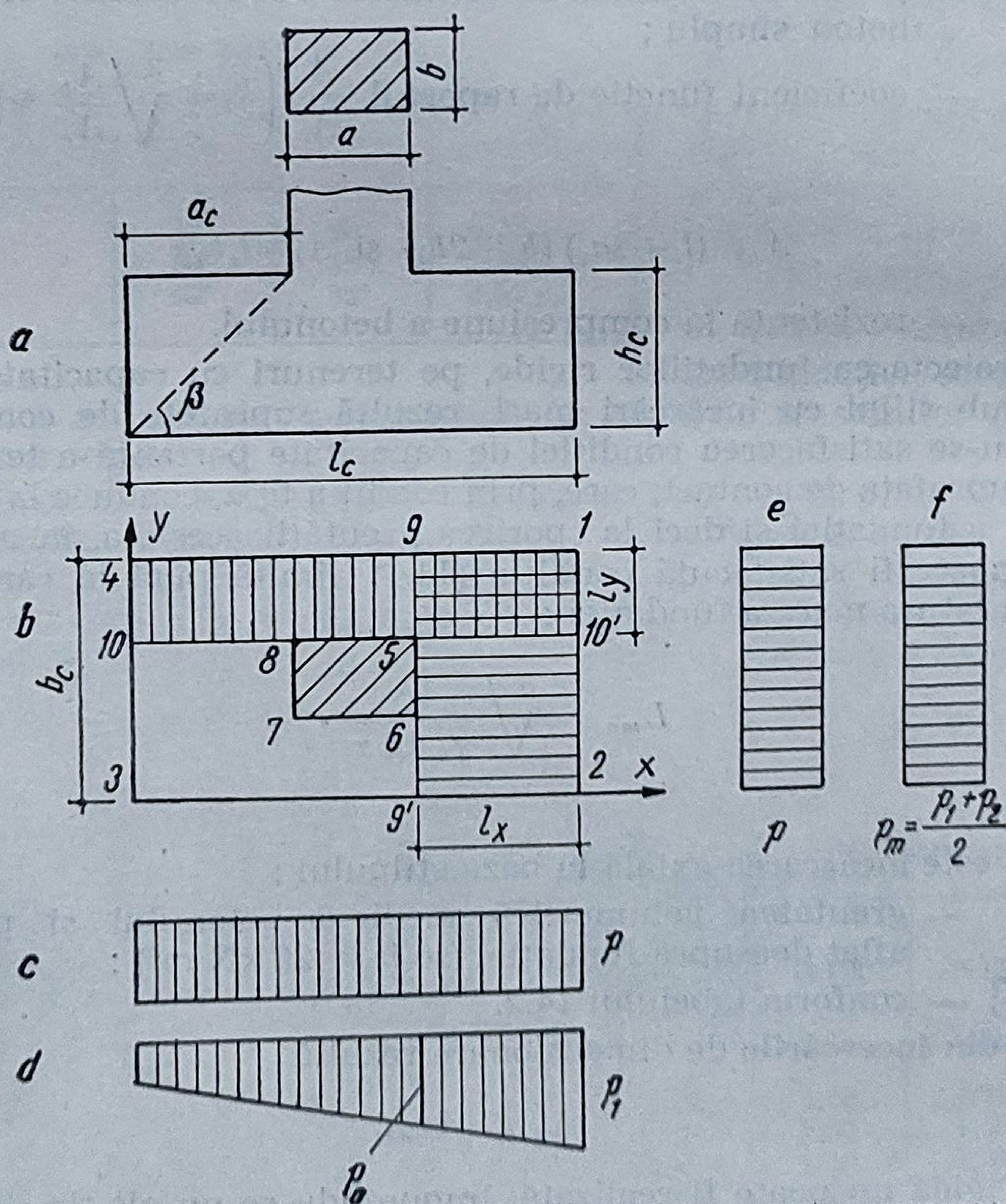


Fig. 14.6. Schema de calcul a momentelor, pentru armarea cuzinetului.

contact cuzinet-bloc, se stabileşte funcţie de încărcările de la baza stîlpului, cu relaţiile (14.1), (14.3) sau (14.8). Presiunea efectivă maximă, nu trebuie să depăşească rezistenţa la compresiune a blocului de beton simplu.

Se scrie momentul M_x faţă de secţiunea *9—9'* (fig. 14.6, *b*) a suprafeţei *9-1-2-9'*, încărcată cu diagrama de presiuni din figura 14.6, *c* sau *d* şi momentul M_y faţă de secţiunea *10—10'*, a suprafeţei *10-4-1-10'* (fig. 14.6, *e* sau *f*).

Momentele astfel exprimate sînt acoperitoare, deoarece efectul suprafeţei *1-9-5-10'* este cuprins atît în momentul M_x cît şi în M_y. Pentru evitarea supradimensionării şi a consumului nejustificat de armătură, se recomandă stabilirea momentelor M_x şi M_y prin metoda trapezului, aplicată la calculul fundaţiilor izolate elastice.

Cu momentele M_x calculate, se stabileşte secţiunea de armătură A_{fx}, din secţiunea $b_c h_0$, ce se dispune paralel cu latura l_c şi uniform repartizate pe latura b_c. Cu momentul M_y, se calculează aria de armătură A_{fy}, din secţiunea $l_c h_0$, ce se dispune peste armătura A_{fx}, paralel cu latura b_c a cuzinetului şi uniform repartizată pe latura l_c. Diametrul minim se va lua de 8 mm pentru bare PC şi de 10 mm pentru bare OB. Distanţa minimă dintre bare va fi de 10 cm, iar distanţa maximă, 25 cm.

Pentru stabilirea secţiunii de armătură prin metoda de calcul la starea limită de rezistenţă a betonului se poate aplica relaţia

$$M \leqslant b h_0^2 R_c B, \tag{14.18}$$

de unde

$$B_x = \frac{M_x}{b_c h_{0c}^2 R_c} \quad \text{şi} \quad B_y = \frac{M_y}{l_c h_{0c}^2 R_c}, \tag{14.19}$$

în care :

l_c şi b_c sînt latura mare, respectiv mică, a suprafeţei de contact a cuzinetului cu blocul ;

h_{0c} este distanţa de la fibra cea mai comprimată la centrul de greutate a armăturii de rezistenţă a cărei secţiune se calculează ;

R_c — rezistenţa de calcul a betonului la compresiune.

Cu coeficienţii B_x şi B_y se scot din tabele, procentele de armare $p_x\%$ şi $p_y\%$, corespunzătoare mărcii betonului din cuzinet, calculîndu-se aria de armătură, cu relaţiile :

$$A_{fx} = \frac{p_x\%}{100}(b_c h_{0c}) \quad \text{şi} \quad A_{fy} = \frac{p_y\%}{100}(l_c h_{0c}), \tag{14.20}$$

Dacă procentul de armare rezultat din calcul este mai mic decît procentul minim de armare, în relaţiile (14.20) se va introduce $p_{min}\% = 0{,}05\%$.

În figura 14.7 se prezintă modul de armare a unui cuzinet.

Forma cuzinetului este în mod obişnuit prismatică.

În cazul unor ipoteze de încărcare, care conduc la excentricităţi ce depăşesc limita zonei centrale, între cuzinet şi blocul de beton apar şi tensiuni de întindere (fig. 14.8). Se recomandă proiectarea cuzinetului în aşa fel ca zona activă dintre cuzinet şi blocul de beton simplu să nu fie mai mică de 70% din întreaga suprafaţă $l_c b_c$, volumul tensiunilor de întindere va fi preluat de armături de ancoraj, prevăzute la partea superioară a cuzinetului şi ancorate în blocul de beton simplu cu cel puţin 30 ∅ pentru oţel PC şi 40 ∅ pentru OB. Diametrul minim se va lua de 10 mm pentru bare PC şi 12 mm pentru bare OB.

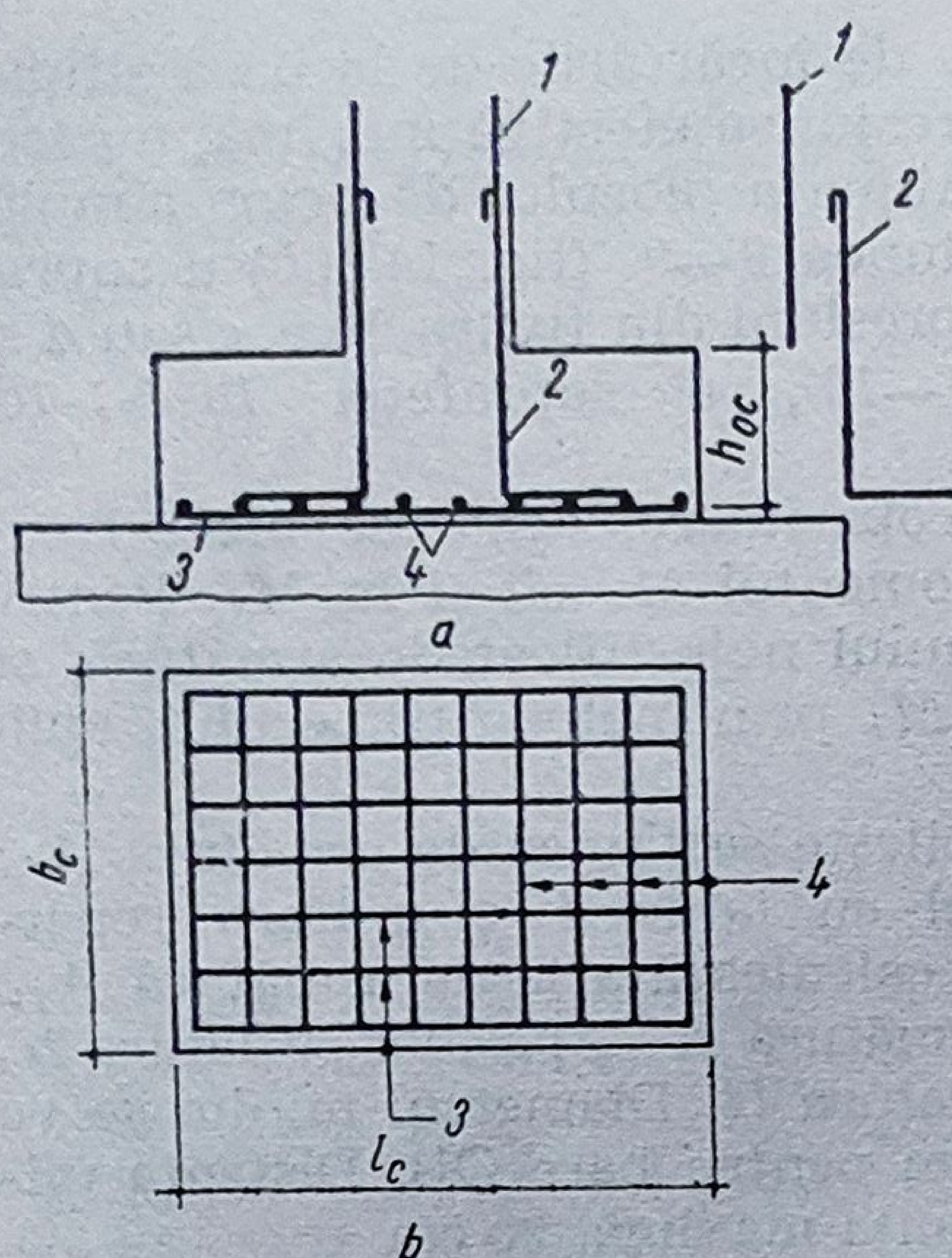


Fig. 14.7. Armarea cuzinetului:
a — în secțiune; *b* — în plan: *1* — armătura din stîlp; *2* — mustăți de legătură între cuzinet și stîlp; *3* — armătura de rezistență A_{fx}; *4* — armătura de rezistență A_{fy}.

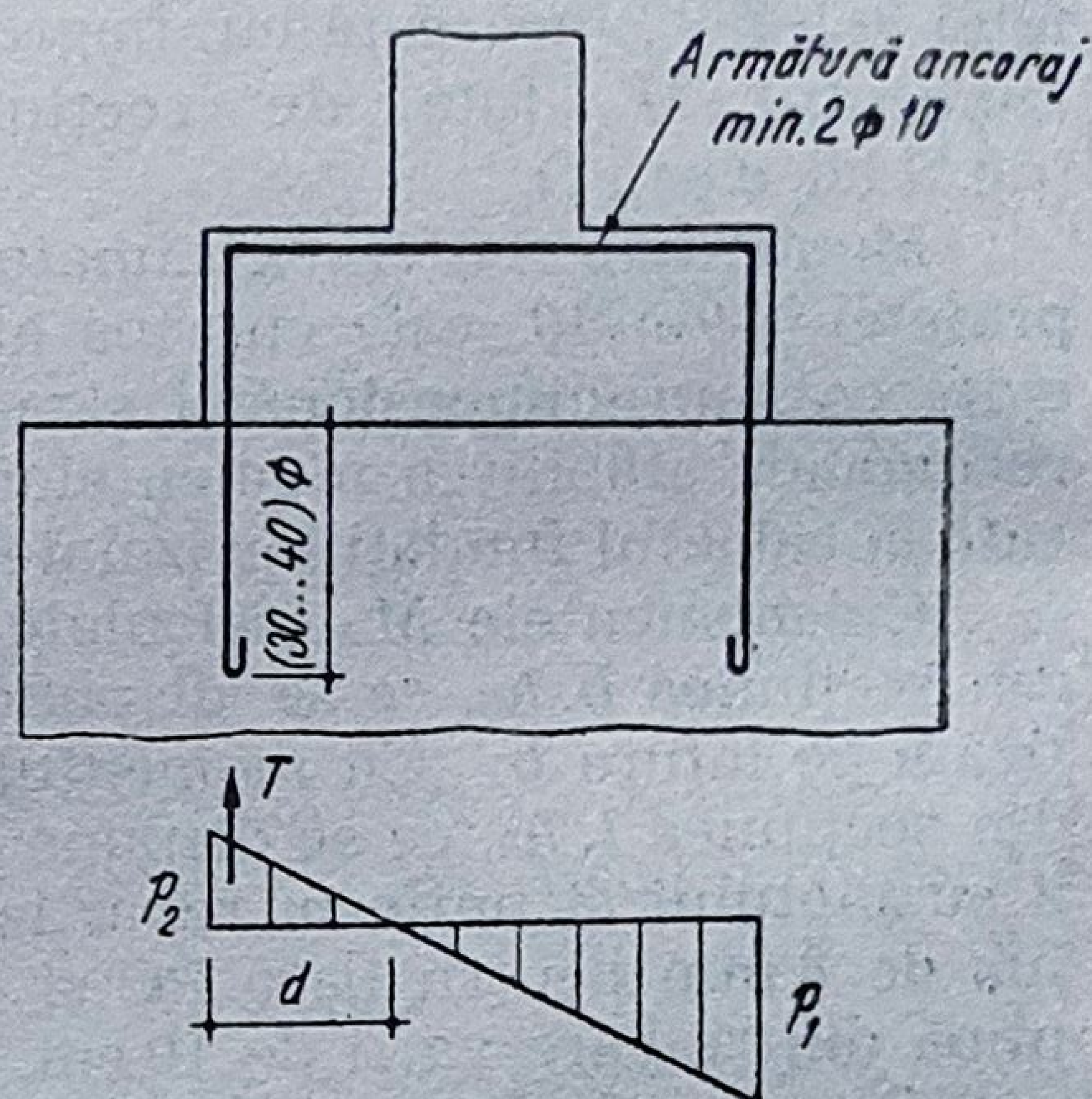


Fig. 14.8. Ancorarea cuzinetului în blocul de beton.

Aria necesară pentru armătura de ancoraj, rezultă din relația

$$A_{nec} = \frac{cT}{R} = \frac{c}{2} \cdot \frac{b_c\, dp_2}{R}, \tag{14.21}$$

în care:

c este coeficientul de siguranță egal cu 1,5;
R — rezistența de calcul la întindere a oțelului.

14.1.2. FUNDAȚII CONTINUE RIGIDE SUB ZIDURI

Fundațiile continue sub ziduri transmit încărcările provenite din ziduri portante, urmărind conturul acestora.

Talpa fundației continue se dimensionează astfel încît să asigure, în raport cu capacitatea portantă a terenului de fundare, transmiterea încărcărilor care provin din construcție, precum și a celor din greutatea proprie a fundației.

Lățimea tălpii fundației se stabilește și funcție de:

— dimensiunile minime necesare pentru executarea săpăturilor, (tab. 14.3);

TABELUL 14.3

Dimensiunile minime necesare pentru executarea săpăturilor

Adîncimea săpăturii h, în m	Lățimea minimă, în m
$h \leq 0,40$	0,30
$0,40 < h \leq 0,80$	0,40
$0,80 < h \leq 1,20$	0,45
$h > 1,20$	0,50

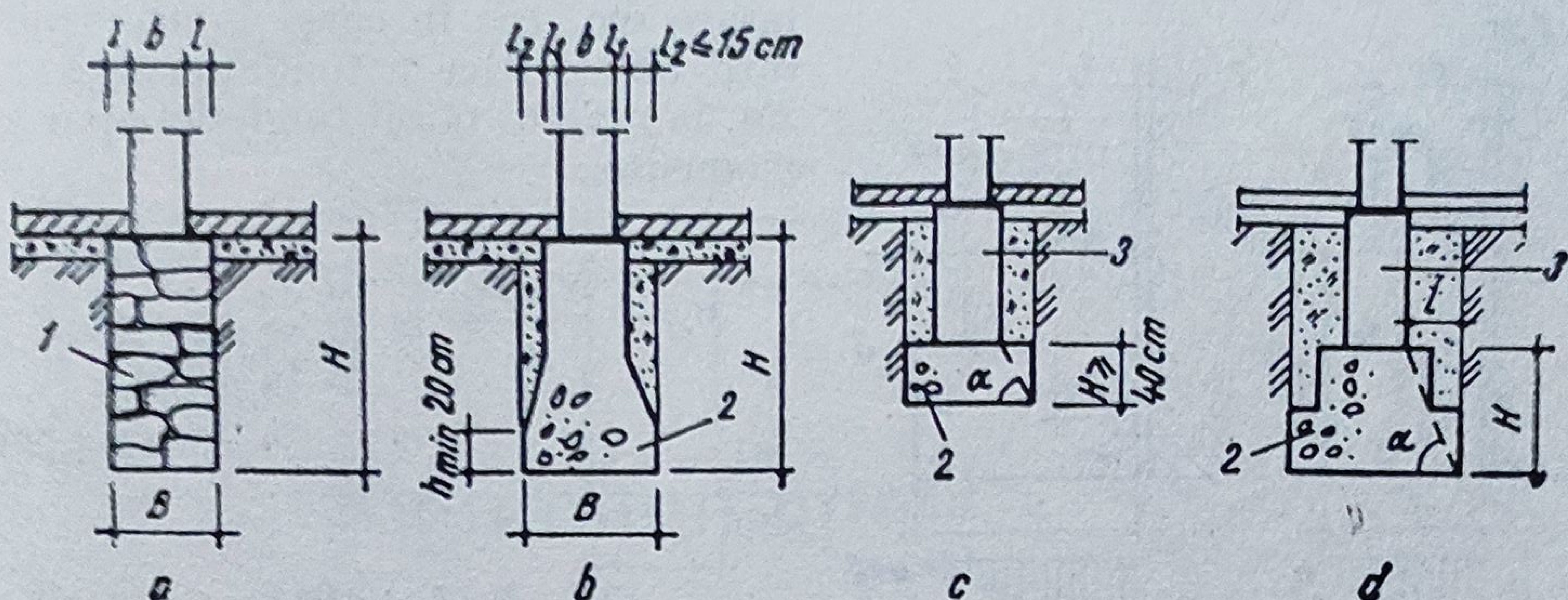


Fig. 14.9. Fundații rigide continue sub ziduri :
a — dreptunghiulară; *b* — cu evazare; *c* — cu o treaptă; *d* — cu două trepte; *1* — zidărie de piatră; *2* — beton; *3* — beton sau zidărie.

— grosimea zidurilor ce sprijină pe fundație, astfel ca lățimea soclului sau a fundației, în cazul cînd zidul stă direct pe fundație, să fie mai mare cu minimum 2,5 cm de fiecare parte a zidului.

Presiunea între zid-soclu-fundație nu trebuie să depășească rezistența materialelor din care sînt alcătuite.

După forma pe care o au în secțiune transversală, tipurile de fundații continue cel mai frecvent utilizate sînt (fig. 14.9) : dreptunghiulare, cu evazări, în trepte.

Calculul fundațiilor continue rigide se efectuează pentru un tronson de 1 m din lungul fundației. În acest caz, suprafața fundației, de lățime B și lungime unitară, se determină în raport cu capacitatea portantă a terenului p_{tr}.

14.1.2.1. **Fundație dezvoltată simetric.** În acest caz

$$p_{ef}=\frac{N+G_f}{A_c}\leqslant p_{tr}, \tag{14.22}$$

respectiv

$$A_c=B\times 1=\frac{N+G_f}{p_{tr}}, \tag{14.23}$$

în care :

$A_c=B\times 1$ este suprafața fundației de lungime unitară și lățime B ;
N — încărcarea adusă de zidărie pe metru liniar ;
G_f — greutatea proprie a fundației pe metru liniar ;
p_{tr} — capacitatea portantă a terenului de fundare.

Dacă se notează

$$N_1=N+G_f, \tag{14.24}$$

atunci

$$B=\frac{N_1}{p_{tr}}. \tag{14.25}$$

14.1.2.2. **Fundație dezvoltată nesimetric.** Acest tip de fundație continuă rigidă se folosește în cazul zidurilor-calcan, în dreptul rosturilor de

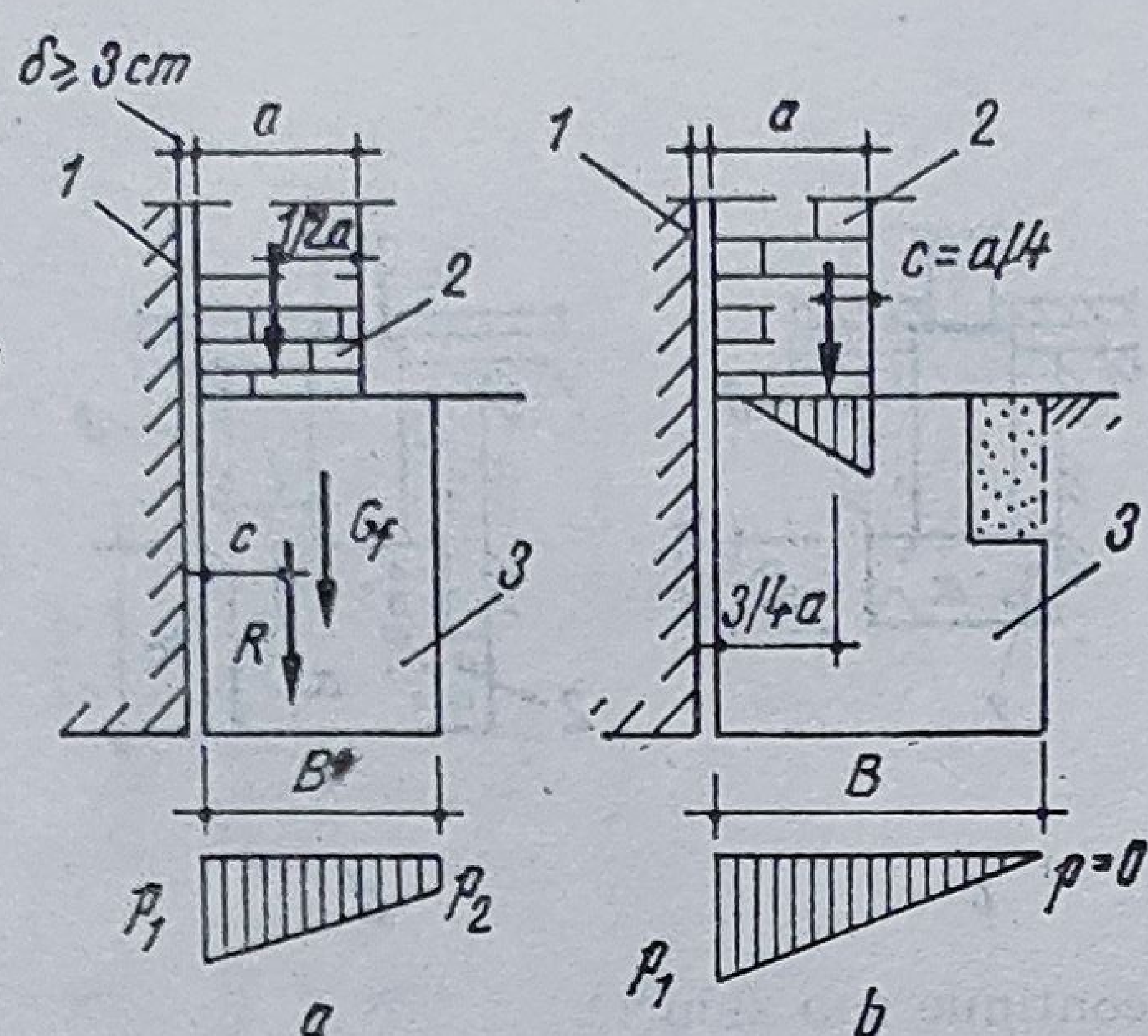


Fig. 14.10. Fundații continue rigide alăturate, la calcan sau rosturi de tasare : *a* — dreptunghiulară; *b* — în trepte; *1* — rost de tasare; *2* — zidărie; *3* — fundație.

tasare etc., caz în care, datorită plasării nesimetrice a fundației față de zid, la nivelul tălpii fundației apar și momente :

$$p_{ef}=\frac{N+G_f}{A}\pm\frac{M}{W}\begin{matrix}\nearrow p_1\leq\alpha p_{tr}\\ \rightarrow p_m\leq p_{tr}\\ \searrow p_2>0\end{matrix} \quad (14.26)$$

sau

$$p_{ef}=\frac{N_1}{B}\left(1\pm\frac{6e}{B}\right). \quad (14.27)$$

Se urmărește ca rezultanta forțelor să nu depășească treimea mijlocie a tălpii astfel, ca fundația să transmită presiunile pe toată lățimea ei (fig. 14.10, *a*) ; ca urmare rezultă pentru talpa fundației o lățime aproximativă :

$$B=3\frac{1}{2}a=1{,}5\,a. \quad (14.28)$$

În cazul că lățimea astfel impusă nu satisface din punct de vedere al capacității portante a terenului, normativele admit ca încărcarea să fie transmisă pe o lățime activă mai mare (fig. 14.10, *b*) :

$$B=3\frac{3}{4}a=2{,}25\,a. \quad (14.29)$$

Avînd stabilită lățimea B a fundației și cunoscînd lățimea zidăriei sau a soclului, se finalizează dimensiunile fundației astfel ca în toate cazurile să fie respectate condițiile de tg α date în tabelul 14.2. Înălțimea minimă a fundației din figura 14.9, *c* se va lua de cel puțin 40 cm, iar înălțimea treptelor h_t, cel puțin de 30 cm.

Ca în cazul fundațiilor izolate rigide, pentru încărcări mari și terenuri cu capacitate portantă scăzută, nu se mai poate executa fundația rigidă continuă, din cauză că rezultă o lățime $B_{ef}>B_{max}$:

$$B_{max}=\sqrt{\frac{2N}{\gamma_m\,\mathrm{tg}\,\alpha}}. \quad (14.30)$$

În asemenea cazuri se procedează la îmbunătățirea terenului sau la adoptarea fundației continue elastice.

La fundațiile pereților în care sînt prevăzute goluri pentru uși este necesară verificarea la forfecare a fundației, în dreptul golului, sub acțiunea presiunilor efective pe talpa fundației (fig. 14.11). Verificarea se impune dacă

$$L>\frac{2h}{\mathrm{tg}\,\alpha}. \quad (14.31)$$

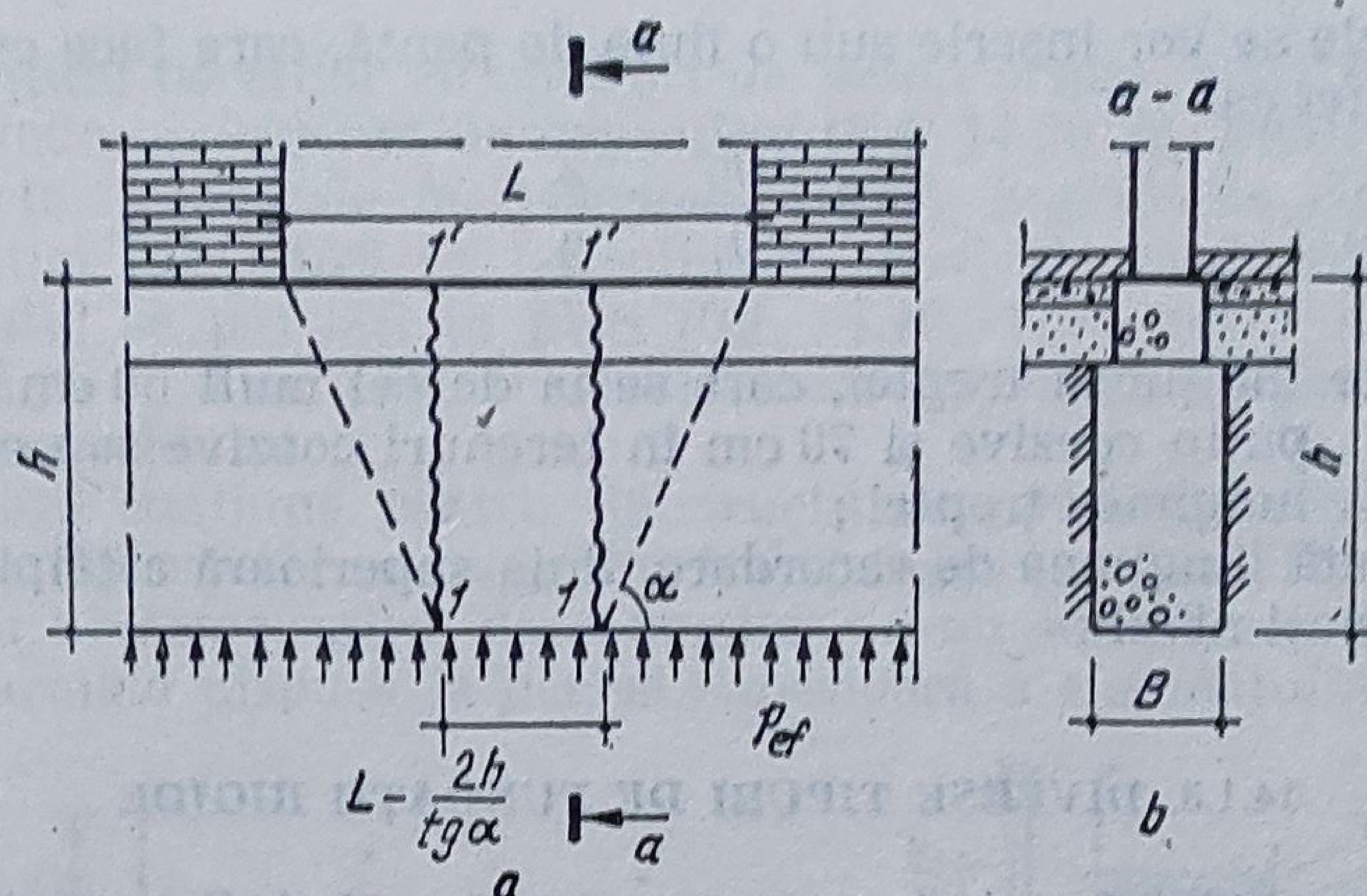


Fig. 14.11. Verificarea fundației la forfecare :
a — vedere laterală; *b* — secțiune transversală.

Se verifică secțiunea *1—1*, respectiv *1'—1'*, la acțiunea forței

$$P = p_{ef}\, B\left(L - \frac{2h}{\operatorname{tg}\alpha}\right), \tag{14.32}$$

care trebuie să satisfacă condiția

$$P \leqslant A_f\, R_t, \tag{14.33}$$

în care :

A_f este secțiunea transversală supusă forfecării ;
R_t — rezistența de calcul a betonului la întindere.

Dacă $P > A_f R_t$, fie că se modifică secțiunea de beton, sporindu-se lățimea elevației și fundației, fie că se va proceda la dispunerea unor armături în beton, sub zona golului, a căror lungime să depășească secțiunile *1—1* și *1'—1'*, cu lungimea de ancorare.

În cazul fundațiilor continue cu adîncimi diferite, impuse de zonele cu și fără subsol ale clădirii, în zona de intersecție a fundațiilor zidurilor exterioare cu a zidurilor interioare, pe terenurile în pantă, racordarea fundațiilor la cote diferite de fundare se va realiza cu respectarea următoarelor reguli (fig. 14.12) :

— racordarea între fundații se va realiza obligatoriu în trepte ;

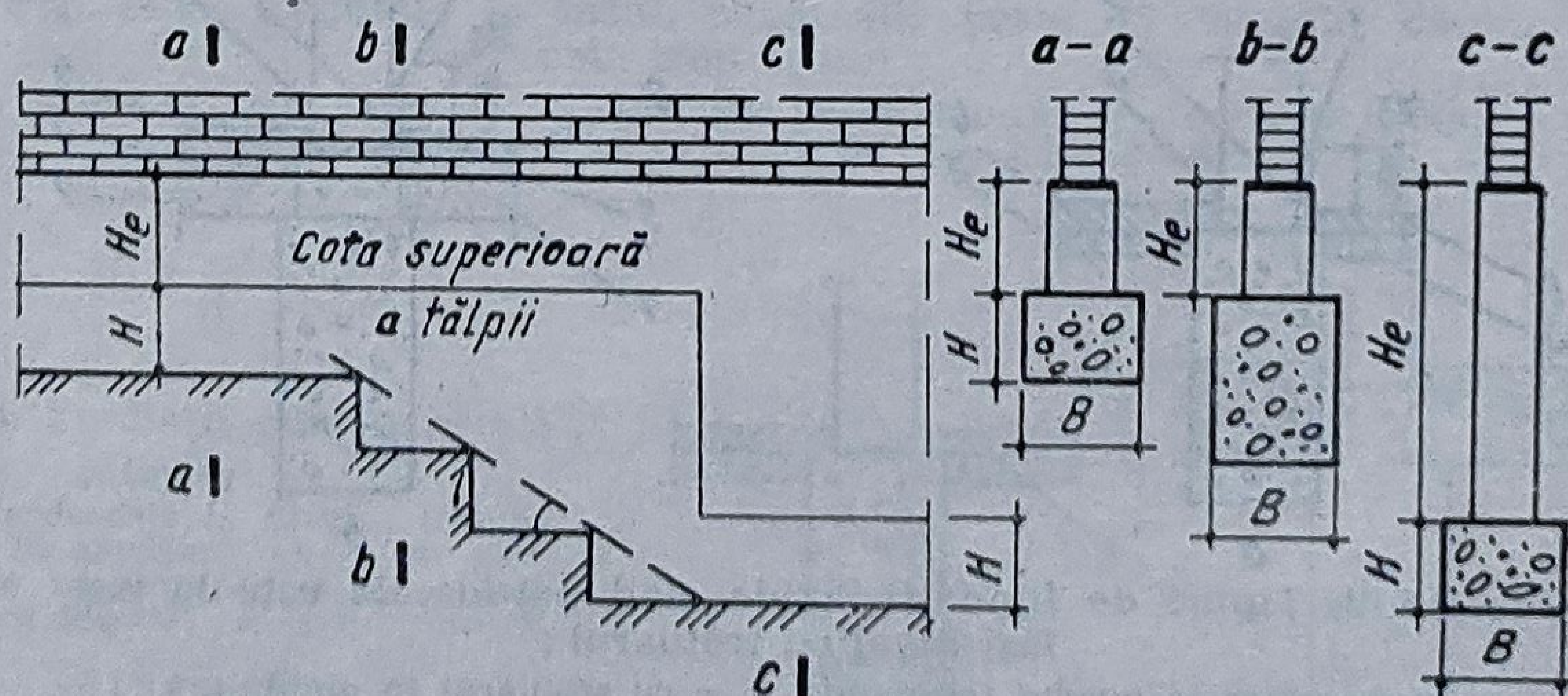


Fig. 14.12. Racordarea fundației cu cote de fundare diferite.

— treptele se vor înscrie sub o linie de pantă, care face cu orizontala unghiul δ, astfel ca

$$\operatorname{tg} \delta = \frac{h_t}{l_t} \leqslant \frac{2}{3}, \tag{14.34}$$

unde :

h_t este înălţimea treptei, care se ia de cel mult 50 cm în terenuri puţin coezive şi 70 cm în terenuri coezive sau compactate ;

l_t — lungimea treptei ;

— pe toată lungimea de racordare, linia superioară a tălpii fundaţiei, rămîne la acelaşi nivel ;

14.1.3. DIVERSE TIPURI DE FUNDAŢII RIGIDE

Forma fundaţiei în secţiune transversală este influenţată în primul rînd de mărimea încărcărilor şi de capacitatea portantă a terenului de fundare, dar şi de alţi factori, cum sînt : poziţia fundaţiei sub construcţie, dacă construcţia are sau nu subsol, nivelul apelor subterane, diferenţa de cotă dintre pardoseala parterului şi terenul amenajat etc.

În cazul clădirilor fără subsol, fundaţiile pentru zidurile exterioare, pe terenuri care nu conduc la fundaţii în trepte, se recomandă :

— fundaţii de forma celor din figura 14.13 atunci cînd trotuarul şi pardoseala sînt la aceeaşi cotă ;

— fundaţii ca în figura 14.14 cînd diferenţa de cotă este de pînă la 15 cm ;

— fundaţii ca în figura 14.15 cînd pardoseala de la parter depăşeşte cota trotuarului cu mai mult de 15 cm ;

Fundaţiile pereţilor interiori la clădirile fără subsol sînt de tipul celor din figura 14.16.

Pentru clădirile cu subsol, fundaţiile pereţilor exteriori se realizează de forma celor din figura 14.17. În vederea realizării zidului de protecţie a hidroizolaţiilor, talpa fundaţiei se dezvoltă cu 7,5 . . . 15 cm mai mult spre exterior.

Fundaţiile pereţilor interiori la clădirile cu subsol se alcătuiesc după modelul celor din figura 14.18.

În figura 14.19 se prezintă modul de realizare a fundaţiei, pentru un zid exterior din blocuri de beton celular autoclavizat avînd grosimea minimă de 30 cm.

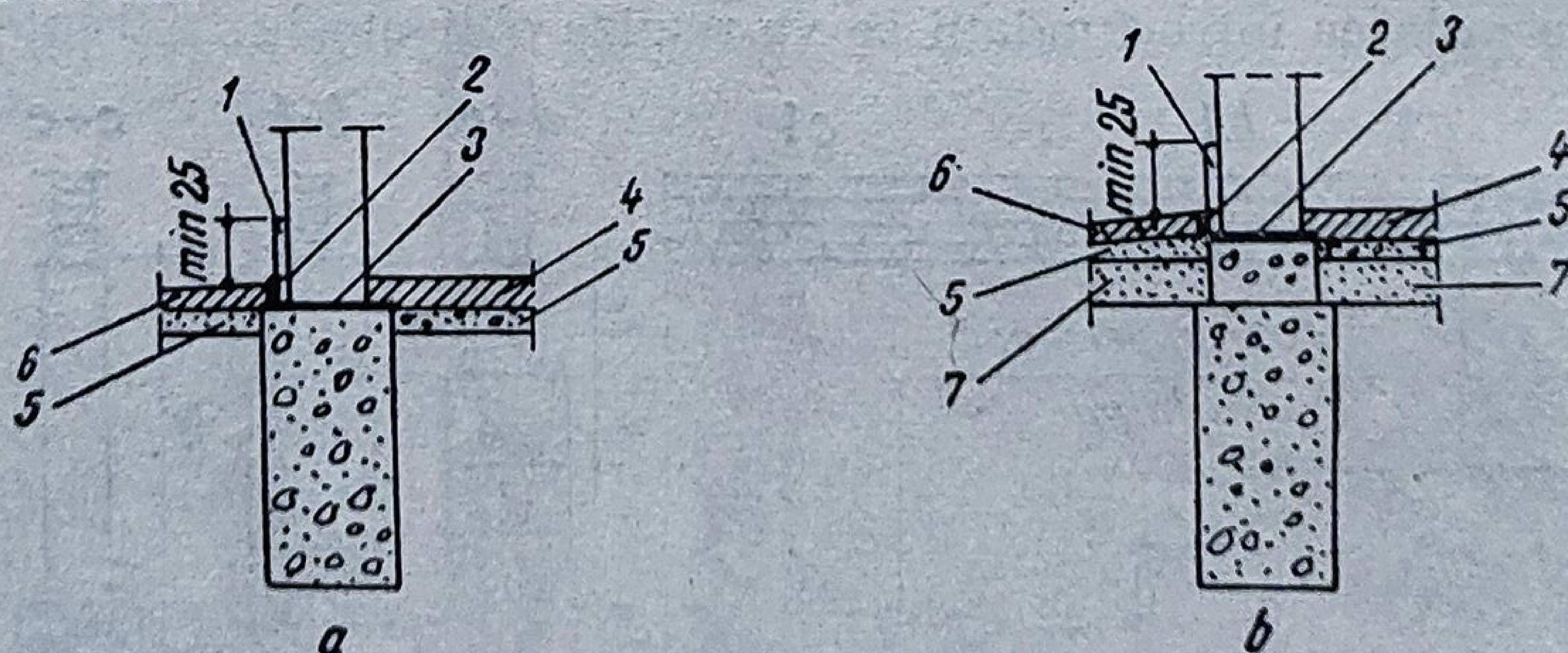


Fig. 14.13. Tipuri de fundaţii rigide cînd pardoseala este la acelaşi nivel cu trotuarul :

a — cu trotuarul la nivelul terenului; *b* — cu trotuarul în umplutură; *1* — soclu cu tencuială hidrofugă; *2* — dop din bitum; *3* — izolaţie; *4* — pardoseală; *5* — pietriş; *6* — trotuar; *7* — umplutură.

La fundațiile pereților cu sîmburi de beton armat, între stîlpi și fundație se prevede un cuzinet de repartiție (fig. 14.20, *a*). Pentru stîlpii solicitați la forțe orizontale mari se recomandă înglobarea cuzinetului în corpul fundației (fig. 14.20, *b*). La solicitări verticale mari, talpa fundației și a cuzinetului se pot lăți în plan (fig. 14.20, *c*). În cazul sîmburilor la distanțe mici, 3 ... 4 m, care transmit încărcări mari, se prevăd centuri continue la baza zidului.

La fundații continue pentru construcții cu pereți portanți amplasate pe terenuri compresibile sau terenuri îmbunătățite artificial prin îndesare mecanică sau hidromecanică, dacă acestea nu au subsol, se vor prevedea cîte o zonă armată dispusă la partea superioară a elementului, din beton

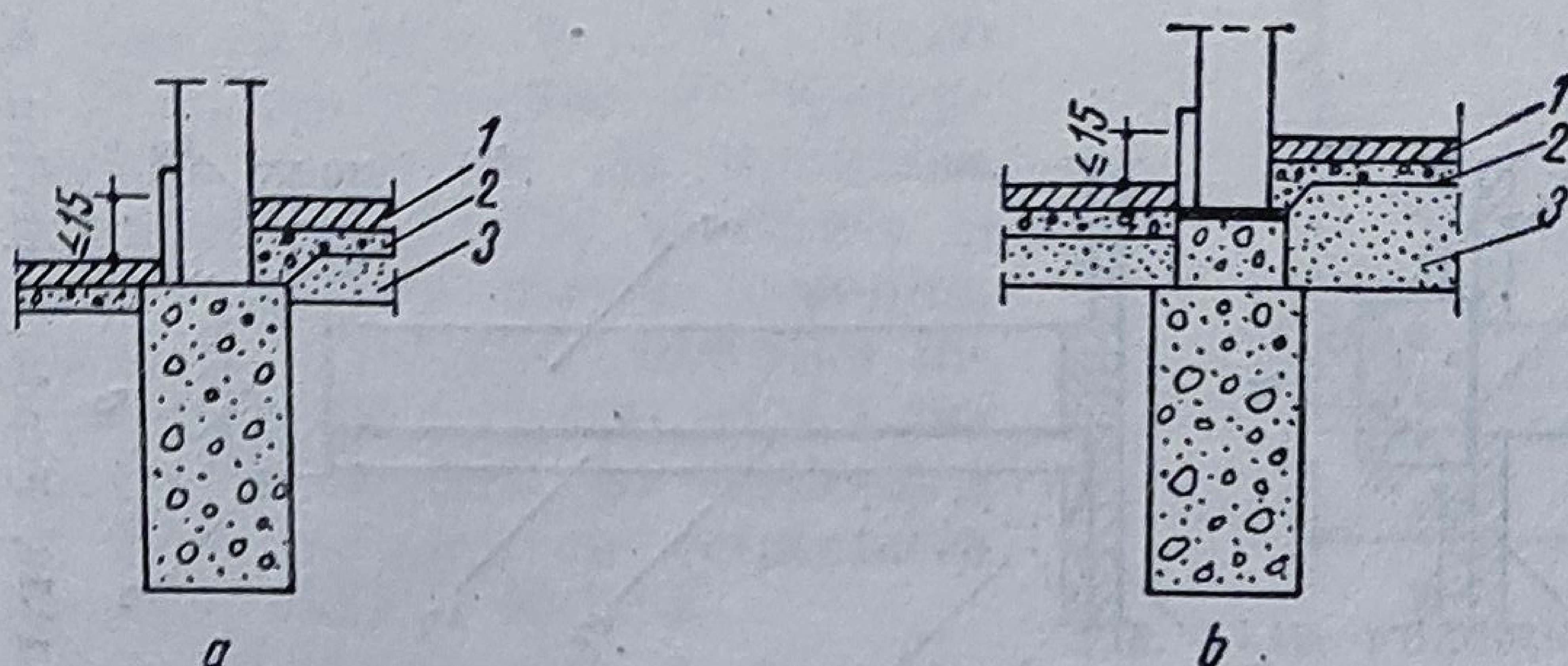


Fig. 14.14. Fundație în cazul pardoselii aflate pînă la 15 cm deasupra trotuarului :

a — trotuar în săpătură; *b* — trotuar în umplutură; *1* — pardoseală; *2* — pietriș; *3* — umplutură.

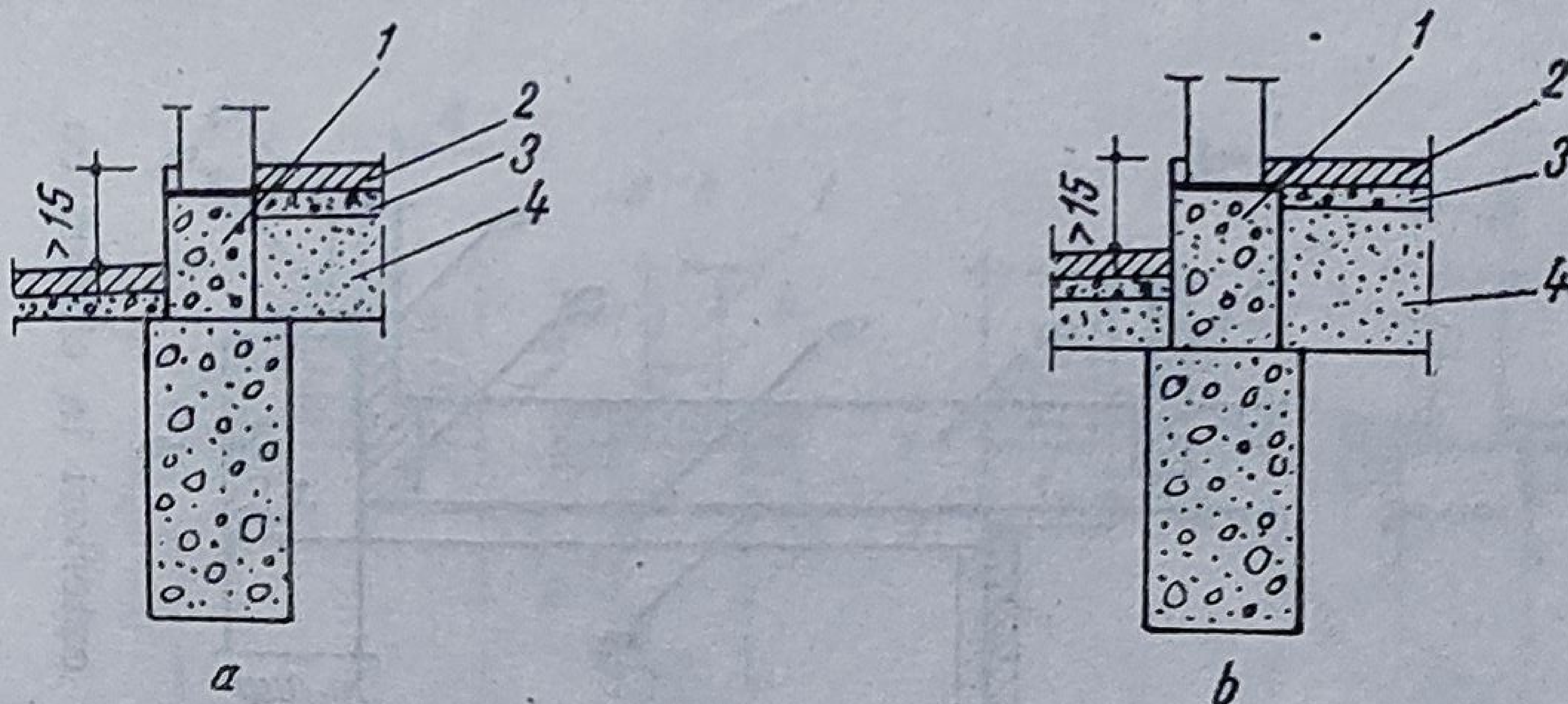


Fig. 14.15. Fundație în cazul pardoselii peste 15 cm față de cota trotuarului :

a — trotuar în săpătură; *b* — trotuar în umplutură; *1* — soclu de beton; *2* — pardoseală; *3* — pietriș; *4* — umplutură.

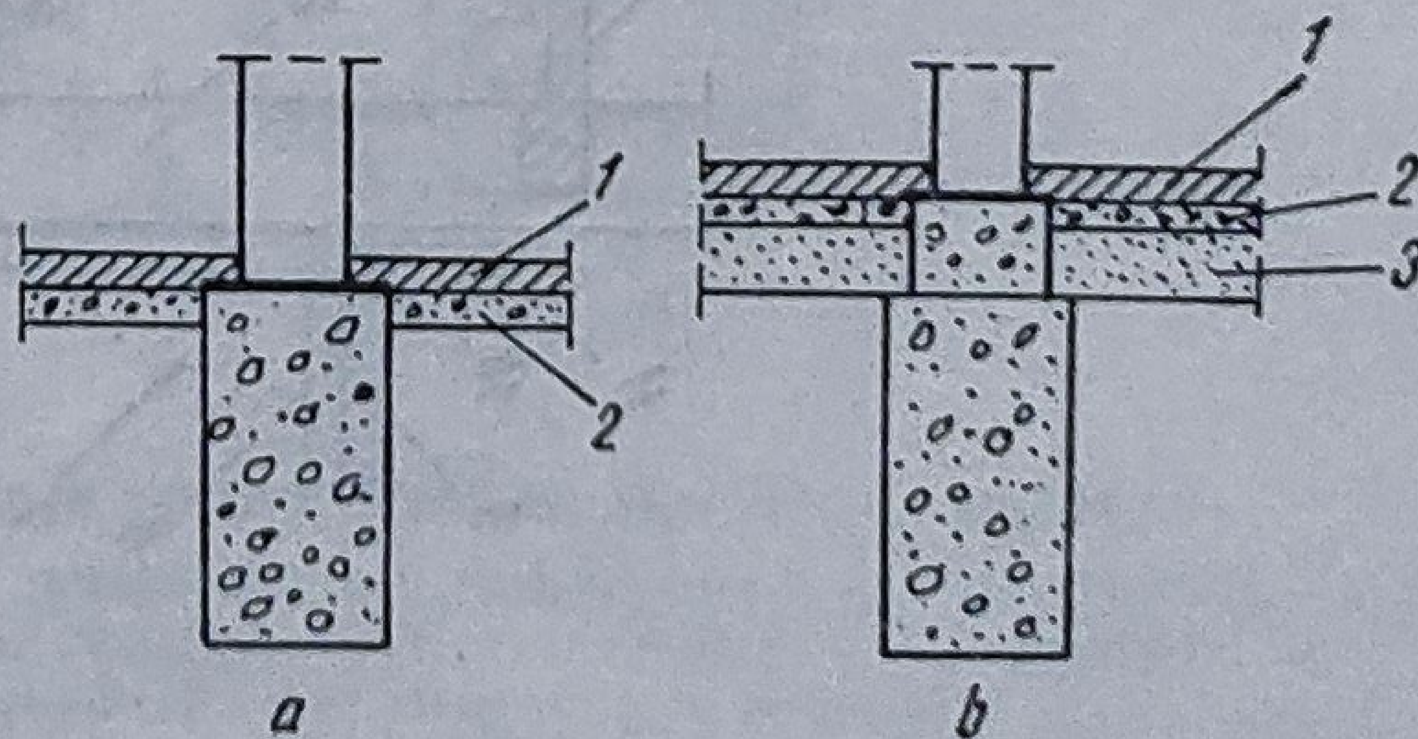


Fig. 14.16. Fundații pentru pereți interiori :

a — cu pardoseala la nivelul trotuarului sau în săpătură; *b* — cu pardoseala pe umplutură; *1* — pardoseală; *2* — pietriș; *3* — umplutură.

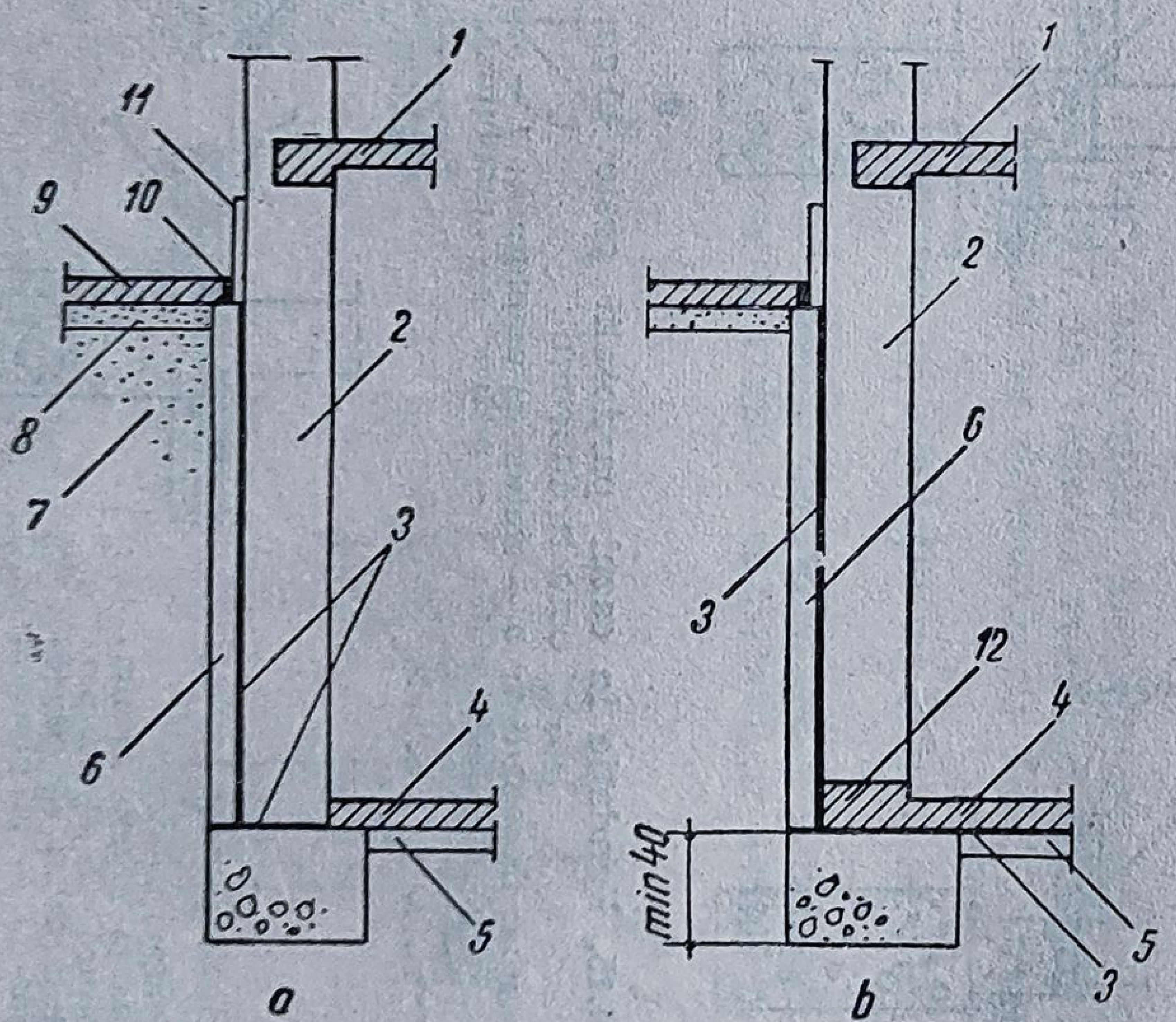
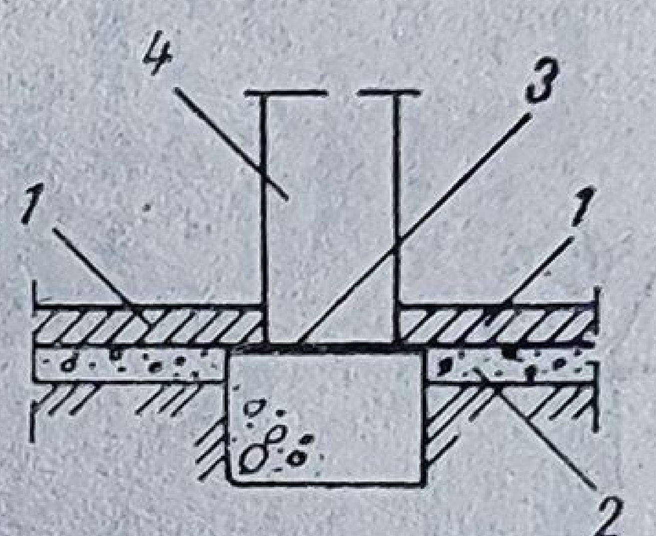
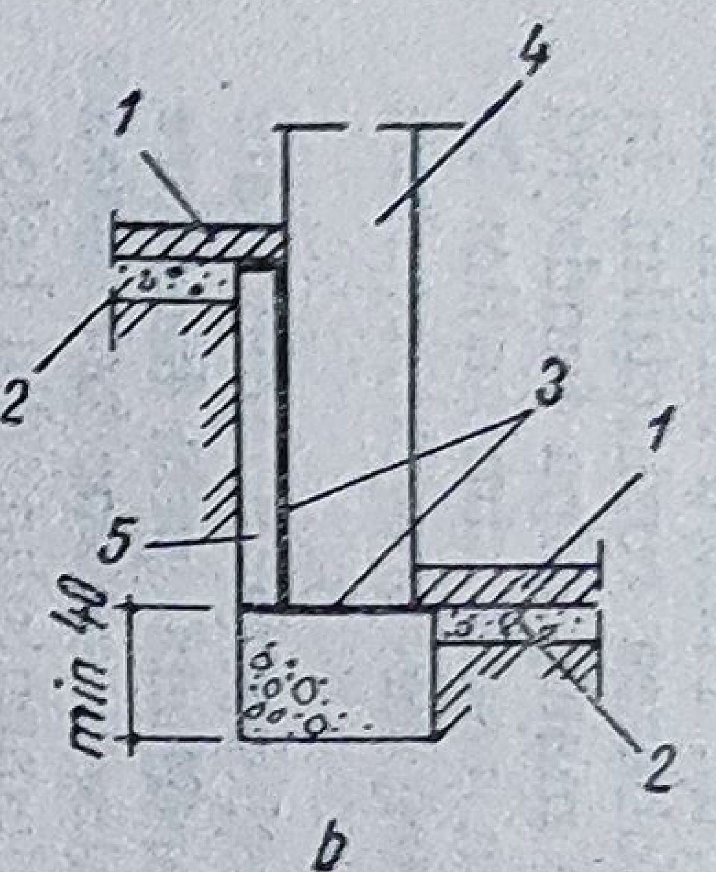


Fig. 14.17. Fundațiile pereților exteriori la clădiri cu subsol :

a — hidroizolate parțial; *b* — complet hidroizolate; *1* — planșeu peste subsol; *2* — soclu din zidărie de cărămidă sau mixtă; *3* — izolație hidrofugă; *4* — pardoseală subsol; *5* — pietriș; *6* — zid de protecție a hidroizolației; *7* — umplutură; *8* — nisip; *9* — trotuar; *10* — dop din bitum; *11* — soclu cu tencuială hidrofugă; *12* — centură din beton armat.





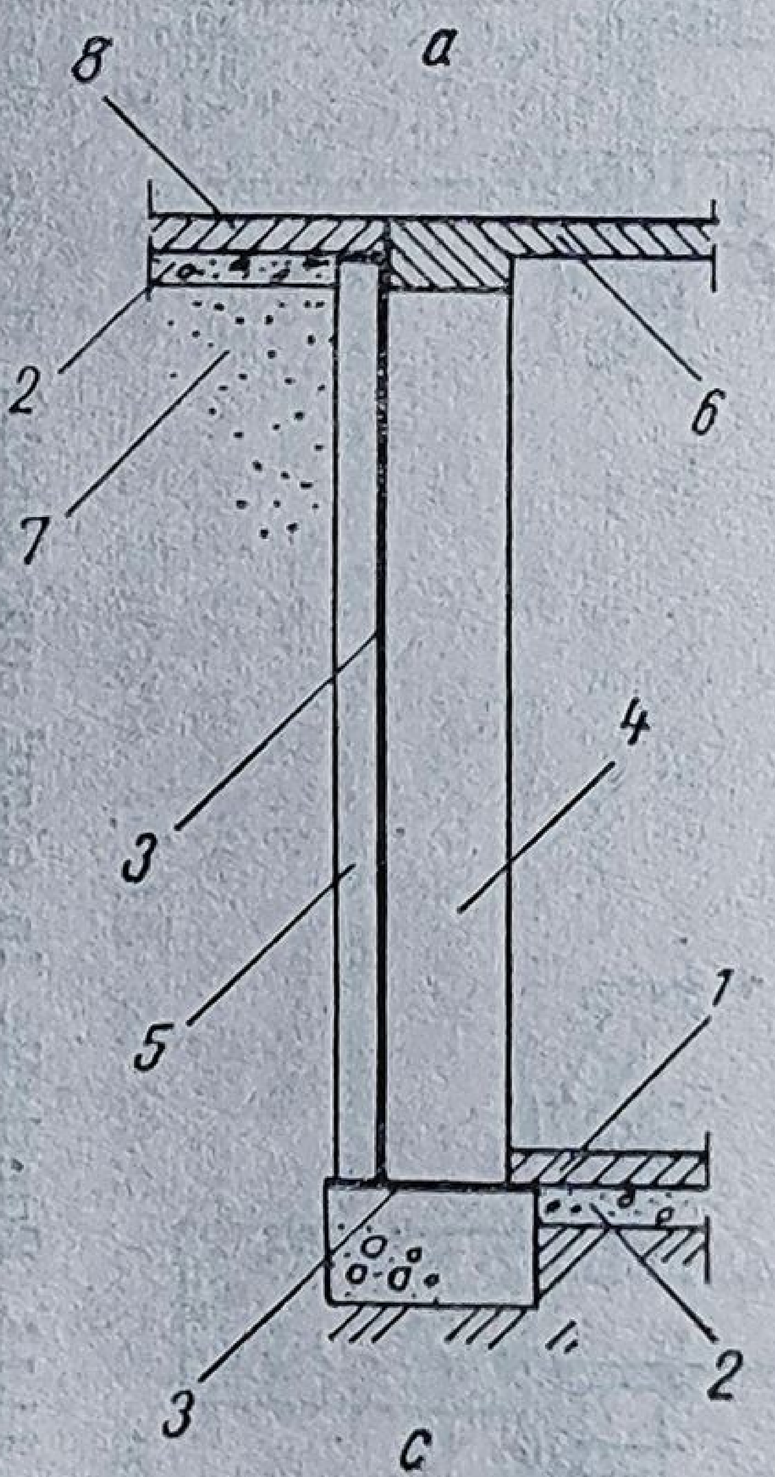


Fig. 14.18. Fundații pentru pereți interiori la clădiri cu subsol :

a — la aceeași cotă; *b* — la cote diferite; *c* — cu subsol parțial; *1* — pardoseală subsol; *2* — pietriș; *3* — izolație hidrofugă; *4* — zidărie de cărămidă sau mixtă; *5* — zidărie de protecție a hidroizolației; *6* — planșeu peste subsol; *7* — umplutură; *8* — pardoseală parter.

de marcă minimă B 100, urmărindu-se obținerea unui braț de pîrghie cît mai mare.

Armarea longitudinală a acestor centuri se va realiza cu bare OB 37, avînd diametrul de minimum 10 mm și secțiunea totală de minimum 4,6 cm^2, însă nu mai puțin de 0,2% din suprafața zonei armate. Acoperirea laterală cu beton a barelor longitudinale va fi de minimum 4,5 cm. Barele longitudinale din centuri se înnădesc prin petrecere pe o lungime de 40 diametre. Armarea transversală a centurilor se face cu etrieri de ∅ 6 . . . 8 mm dispuși la 25 cm, iar a tălpilor de fundație cu bare avînd diametrul de minimum 10 mm, armături ce trebuie verificate la solicitările date de reacțiunea terenului. Se urmărește ca dispunerea centurilor inferioare, respectiv superioare, să fie într-un singur plan, devierea pe verticală a centurilor fiind admisă cu respectarea unei pante a armăturilor de 1 : 4.

În figura 14.21 se prezintă cîteva tipuri de fundații ce pot fi realizate în cazul clădirilor fără subsol. Dimensiunile lor trebuie să satisfacă condițiile : $h \geq 0,7\ a$ și $h \geq 30$ cm.

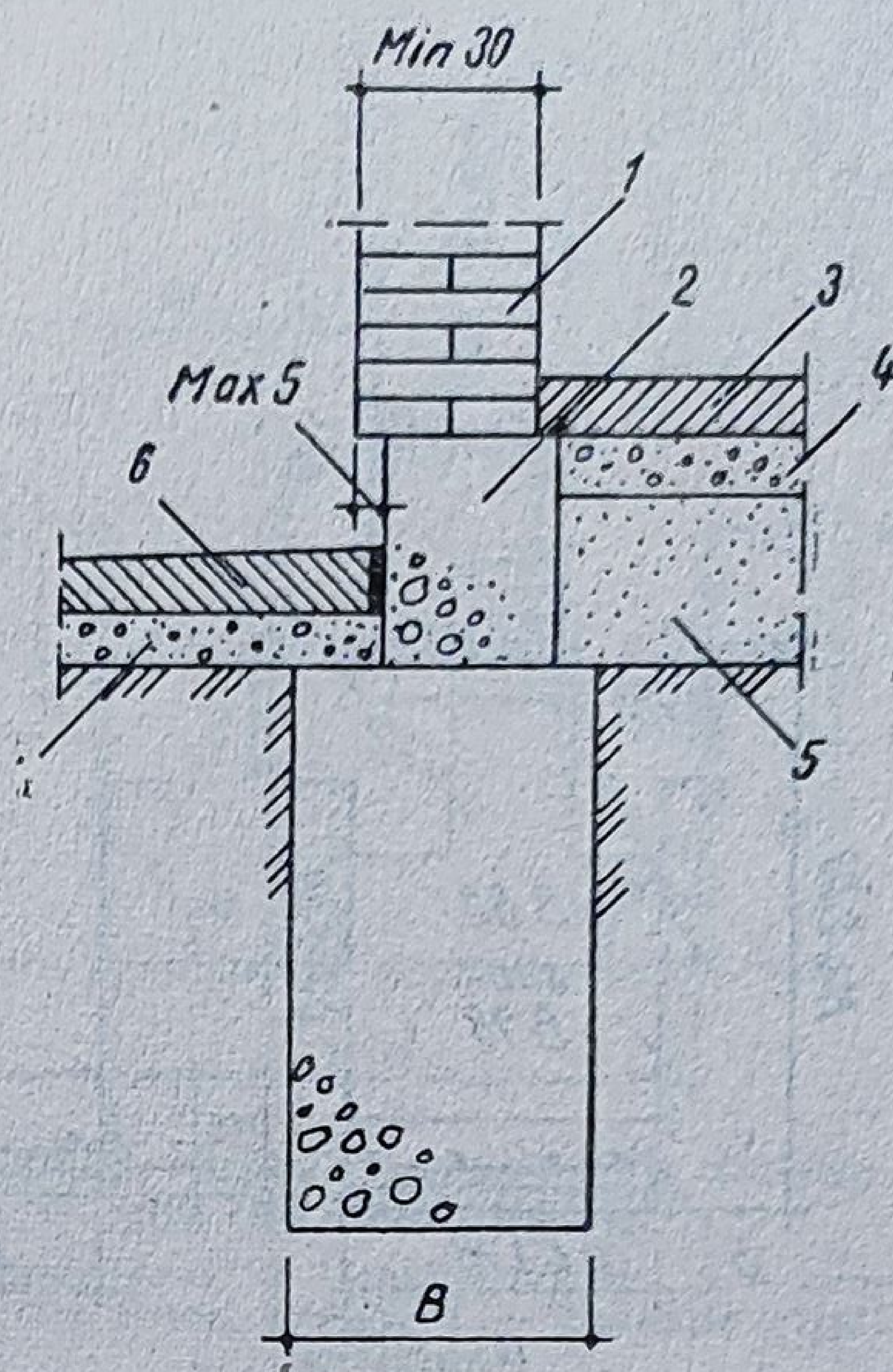


Fig. 14.19. Fundație pentru zid din blocuri de beton celular autoclavizat :
1 — zidărie; 2 — soclu din beton; 3 — pardoseală; 4 — pietriș; 5 — umplutură; 6 — trotuar.

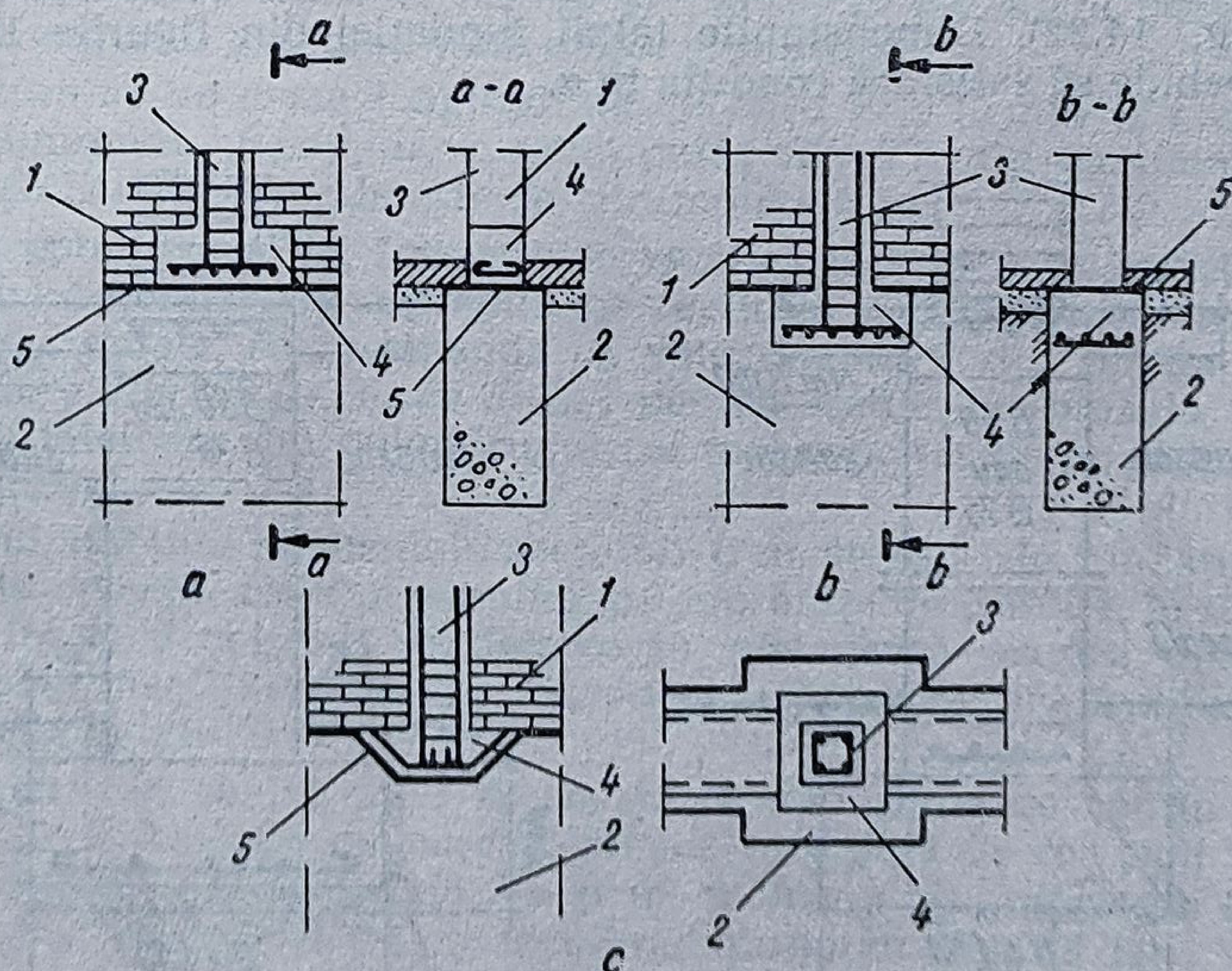


Fig. 14.20. Detalii de fundare pentru sîmburi din beton armat :
a — solicitări numai la forțe orizontale; *b* — înglobarea cuzinetului în cadrul fundației; *c* — sarcini verticale mari; 1 — zidărie; 2 — fundație; 3 — stîlpișor din beton armat; 4 — cuzinet; 5 — izolație.

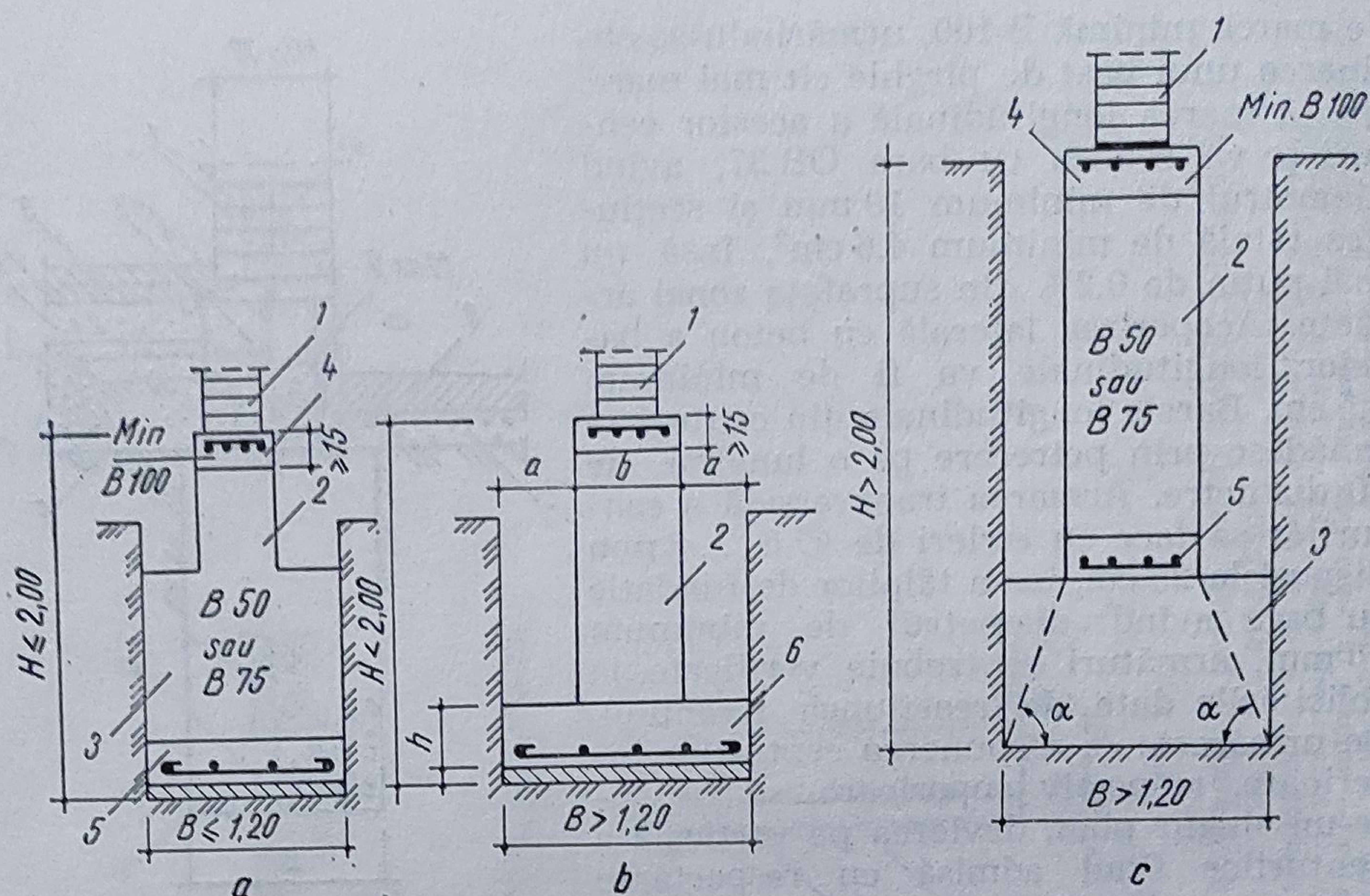


Fig. 14.21. Fundații cu rigiditate sporită pe terenuri compresibile, la clădiri fără subsol:

a — lățimea fundației $B \leqslant 1{,}20$ m și $H \leqslant 2{,}00$ m; *b* — lățimea fundației $B > 1{,}20$ m și $H \leqslant 2{,}00$ m; *c* — lățimea fundației $B > 1{,}20$ m și $H > 2{,}00$ m; *1* — zidărie; *2* — elevație din beton; *3* — blocul fundației; *4* — centură superioară; *5* — centură inferioară; *6* — fundația armată.

La construcțiile cu subsol se prevede o zonă armată la nivelul pardoselii subsolului și o centură de beton armat la nivelul planșeului peste subsol (fig. 14.22). Dimensiunile tălpii fundației din figurile 14.21, *c* și 14.22, *a*, trebuie să satisfacă condiția tg α.

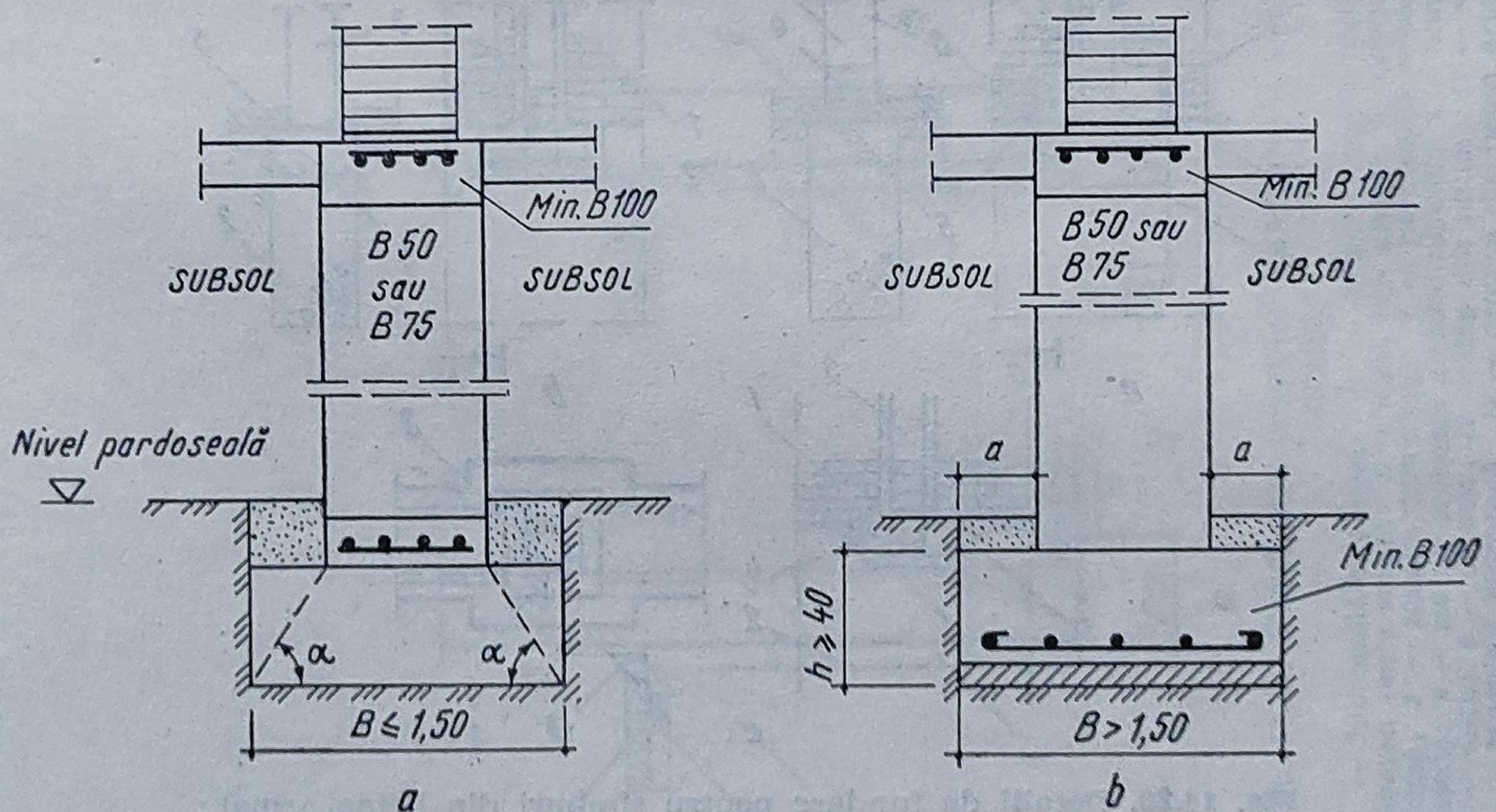


Fig. 14.22. Fundații cu rigiditate sporită pe terenuri compresibile, la clădiri cu subsol:

a — lățimea fundației mai mică de 1,50 m; *b* — lățimea fundației mai mare de 1,50 m.

14.1.4. FUNDAȚII RIGIDE SUB DIAFRAGME DIN BETON ARMAT

Structurile cu diafragme din beton armat pot fi alcătuite cu diagrame transversale sau cu diafragme transversale și longitudinale. Acestea sînt fundații continue, care urmăresc în plan, conturul diafragmelor.

Fundația poate fi alcătuită dintr-o talpă din beton simplu, care se comportă ca o fundație rigidă continuă, și o centură — cuzinet de beton armat —, în care se prevăd mustăți necesare asigurării legăturii dintre talpă și diafragma de beton armat (fig. 14.23).

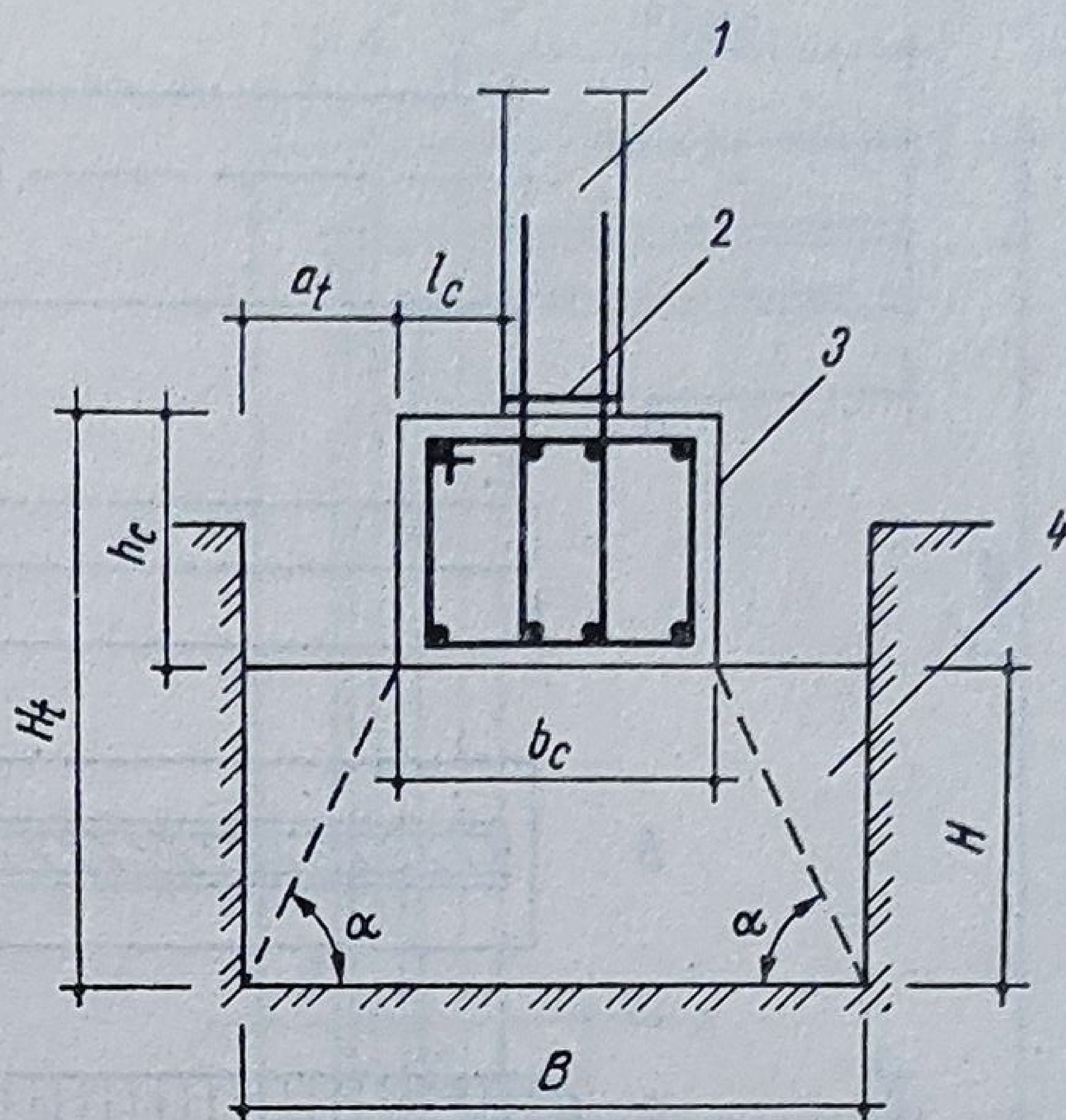


Fig. 14.23. Fundație rigidă sub diafragmă din beton armat:
1 — diafragmă; 2 — hidroizolație; 3 — centură din beton armat; 4 — fundație rigidă continuă.

Lățimea B a fundației se determină cu relația (14.25), considerînd o unitate din lungimea diafragmei, în zona cea mai încărcată. Înălțimea H a tălpii rezultă funcție de lățimea B, respectînd condiția tg α din tabelul 14.2. Dacă rezultă $H<40$ cm, se va lua $H_{min}=40$ cm, iar dacă rezultă $H>$ ca 60 cm, talpa poate fi realizată în trepte ca și fundația continuă sub ziduri.

Dimensiunile centurii se aleg astfel ca $h_c \geqslant l_c$, fiind armată transversal cu etrieri de diametru minim 6 mm, dispuși la maximum 25 cm. Dacă $h_c \geqslant 2\,l_c$, armătura transversală de la partea inferioară a centurii se va calcula la acțiunea presiunii dintre bloc și centură.

Centura se va arma longitudinal cu bare $\varnothing \geqslant 10$ mm și secțiunea totală de minimum 4,6 cm^2, dar nu mai puțin de 0,2% din secțiunea centurii. Acoperirea barelor laterale este de minimum 4,5 cm.

În dreptul golurilor, fundația se verifică la forfecare, aplicînd relația (14.33). Dacă golurile se suprapun pe verticală și diafragma este solicitată la forțe orizontale, se recomandă ca valoarea lui P din relația (14.33) să se considere $P=3\,T_{max}$, unde T_{max}, pentru clădiri cu pînă la 10 nivele, este forța tăietoare din buiandrugul cel mai solicitat de pe șirul respectiv de buiandrugi.

Avînd stabilite elementele secțiunii transversale ale fundației se procedează la o verificare a presiunilor pe suprafața de contact, în lungul diafragmei. În mod obișnuit verificarea se efectuează asupra diafragmelor transversale, neglijîndu-se sau luîndu-se în considerare conlucrarea cu diafragmele longitudinale.

În cazul cel mai simplu se consideră diafragma de contur dreptunghiular, pe o fundație de aceeași formă, încărcată în cea mai defavorabilă ipoteză cu o forță axială N_f și un moment M_f, raportate la centrul de inerție al suprafeței de contact fundație-teren (fig. 14.24).

$$p_{1,2}=\frac{N_f}{BL}\left(1\pm\frac{6e_f}{L}\right)= \begin{cases} \nearrow p_1<\alpha p_{tr} \\ \rightarrow p_m \leqslant p_{tr} \\ \searrow p_2 \geqslant 0 \end{cases} \tag{14.35}$$

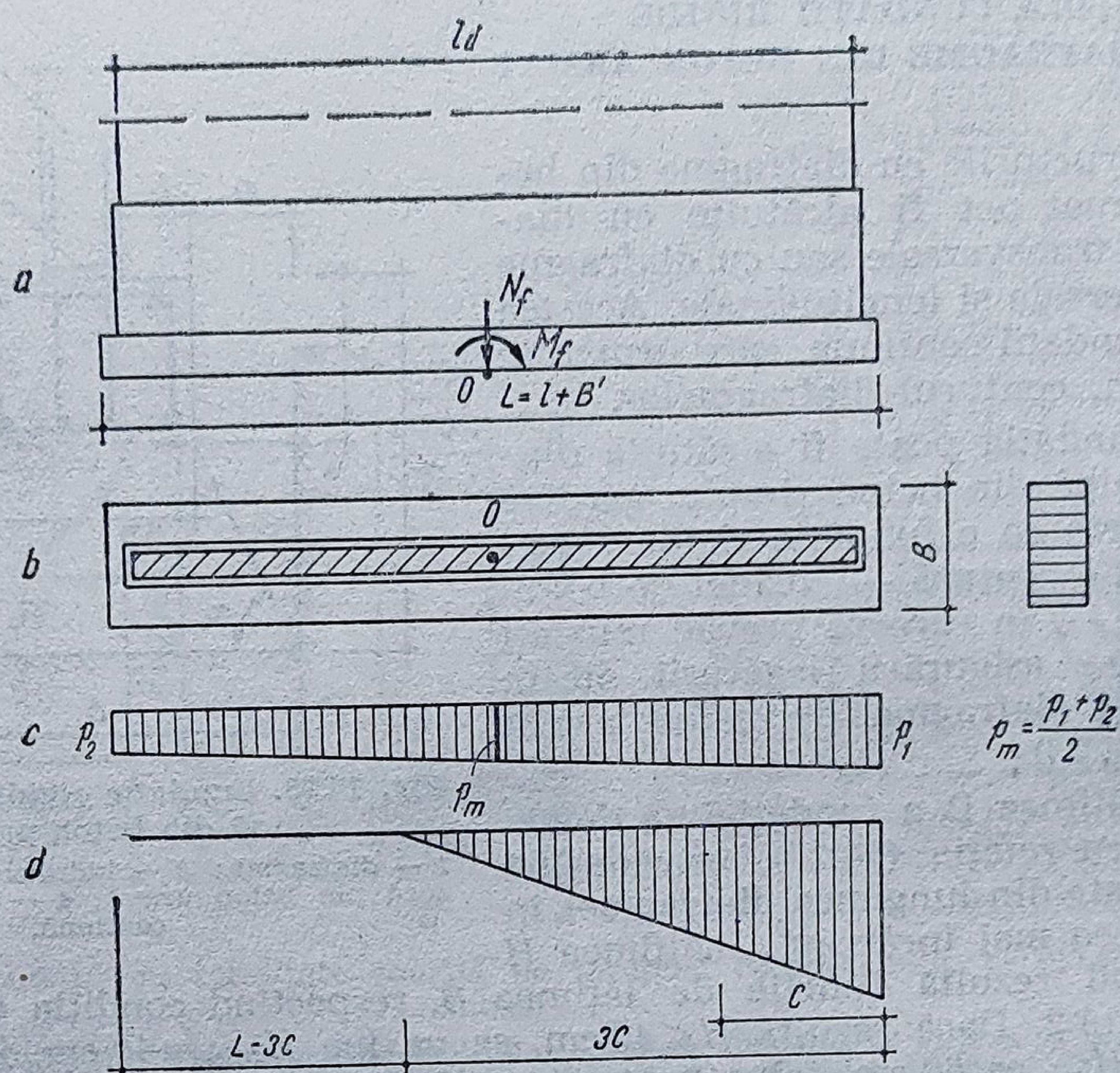


Fig. 14.24. Verificarea presiunilor pe teren în lungul diafragmei, neglijînd conlucrarea cu structura :

a — vedere laterală; *b* — vedere în plan; *c* — repartizare trapezoidală a presiunilor pe teren; *d* — repartizare triunghiulară a presiunilor pe teren dată de forțe orizontale mari.

În situația în care condițiile nu sînt satisfăcute, se mărește lățimea B, lungimea L fiind impusă de lățimea l_d a diafragmei.

Diafragmele solicitate la forțe orizontale mari produc la talpa fundației, momente încovoietoare care, în raport cu forța axială, dau o repartizare triunghiulară a presiunilor pe teren (fig. 14.24, *d*). Presiunea maximă va fi

$$p = \frac{2N_f}{3CB} \leqslant \alpha p_{tr}. \tag{14.36}$$

Considerînd conlucrarea diafragmelor transversale cu cele longitudinale, forma în plan a fundației nu va mai fi simetrică în raport cu axele ce trec prin centrul de inerție (fig. 14.25). Încărcările la baza diafragmei, N, T și M, se stabilesc de obicei în raport cu punctul O, fiind necesară transpunerea lor în raport cu centrul O_0, obținînd încărcările N_0 și M_0. Presiunile maxime pe teren se produc în punctele extreme ale conturului, de exemplu în punctele *1* sau *2* din figura 14.25 și rezultă din relația

$$p_1 = \frac{N_0}{A_t} + \frac{M_{x0} y^1_{max}}{I_{x_0}} + \frac{M_{y0} \cdot x^1_{max}}{I_{y_0}} \leqslant \alpha p_{tr}, \tag{14.37}$$

în care :

A_t este aria totală a fundației ;

I_{x_0} și I_{y_0} sînt momentele de inerție ale secțiunii în raport cu axele O_0x_0 și O_0y_0 ;

x_{max} și y_{max} — distanțele în raport cu axa x_0 și y_0, la punctul la care se determină presiunea.

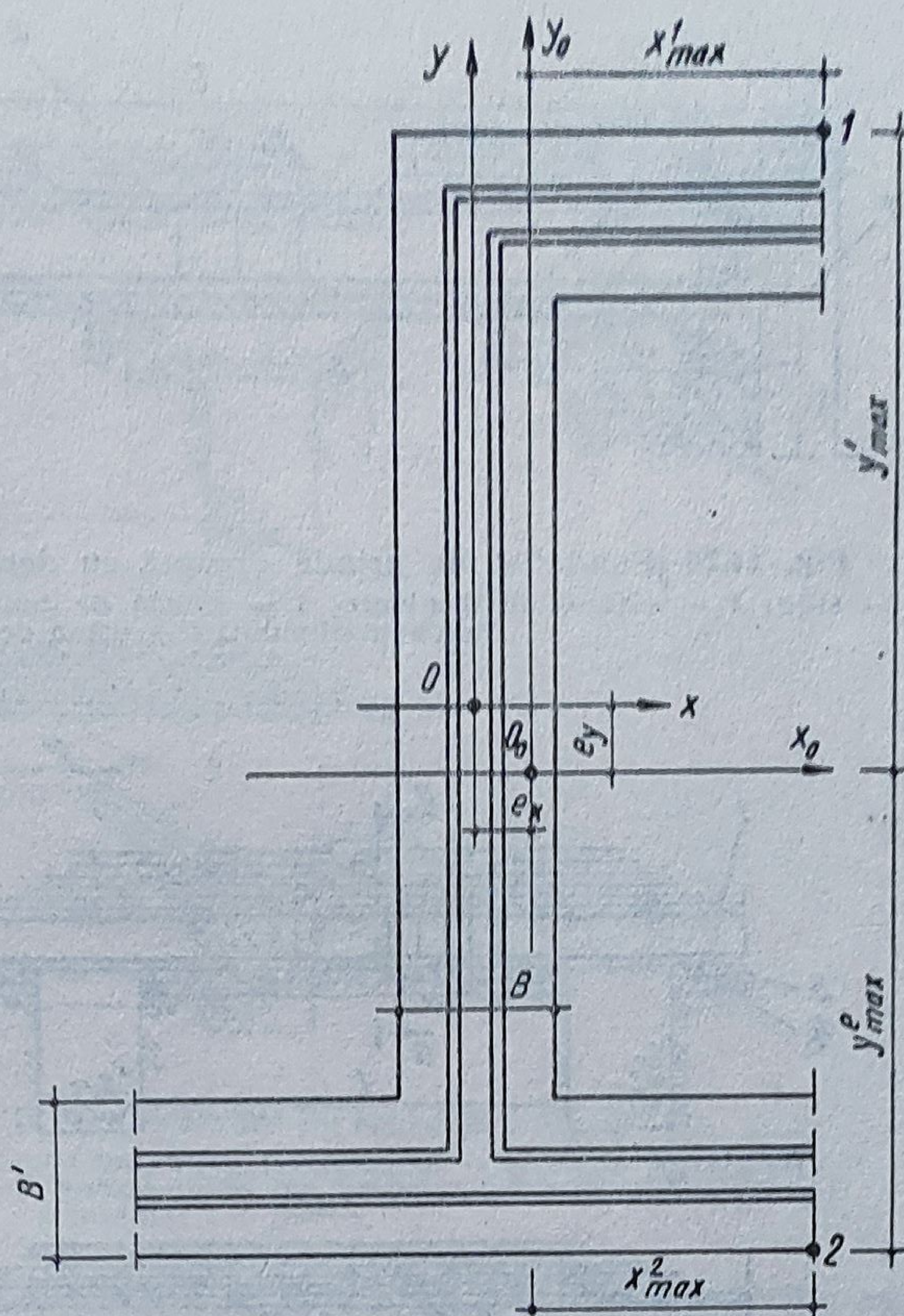


Fig. 14.25. Verificarea presiunilor pe teren în lungul diafragmei, luînd în considerare conlucrarea dintre diafragme.

14.1.5. FUNDAŢII SUB ZIDURI CU DESCĂRCĂRI PE REAZEME IZOLATE

Acestea sînt fundaţii care transmit încărcările exterioare terenului de fundaţie în mod discontinuu, prin blocuri de fundaţie izolate. Ele sînt alcătuite din :

— blocuri de fundaţie, care constituie reazemele izolate, lucrînd ca fundaţii izolate rigide ;

— element de preluare — grinzi sau bolţi — a încărcărilor transmise de ziduri.

Aceste fundaţii se folosesc acolo unde pămîntul bun de fundare se găseşte la adîncime mai mare de (1,5 . . . 2) m.

Alegerea materialelor, dimensionarea, stabilirea adîncimii de fundare şi alcătuirea se execută conform prescripţiilor arătate anterior.

În mod obişnuit acest sistem de fundare este folosit în cazul construcţiilor în cadre, unde zidăria de închidere se descarcă prin intermediul unei grinzi de fundaţie din beton armat la fundaţiile izolate ale stîlpilor cadrelor, care constituie reazemele izolate, şi de aici la terenul de fundare (fig. 14.26). În cazul construcţiilor fără subsol, grinzile pot constitui şi soclul zidului, dacă depăşesc cota trotuarului cu cel puţin 25 cm.

Grinzile turnate monolit se aşază pe un strat egalizator din B 25, iar sub acesta un strat de pietriş de 8 cm grosime (fig. 14.27).

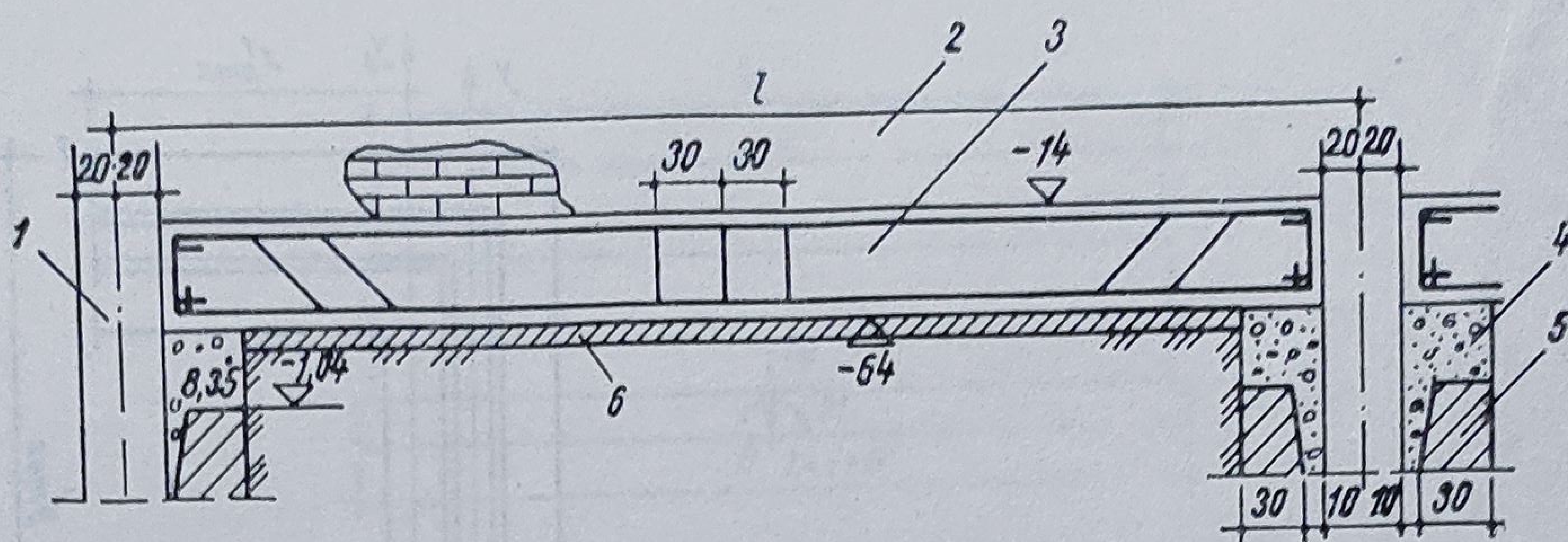


Fig. 14.26. Fundație din grindă dreaptă cu descărcare pe reazeme izolate: 1 — stîlp; 2 — zidărie de închidere; 3 — grindă de fundare; 4 — beton de rezemare; 5 — fundația stîlpului; 6 — beton de egalizare.

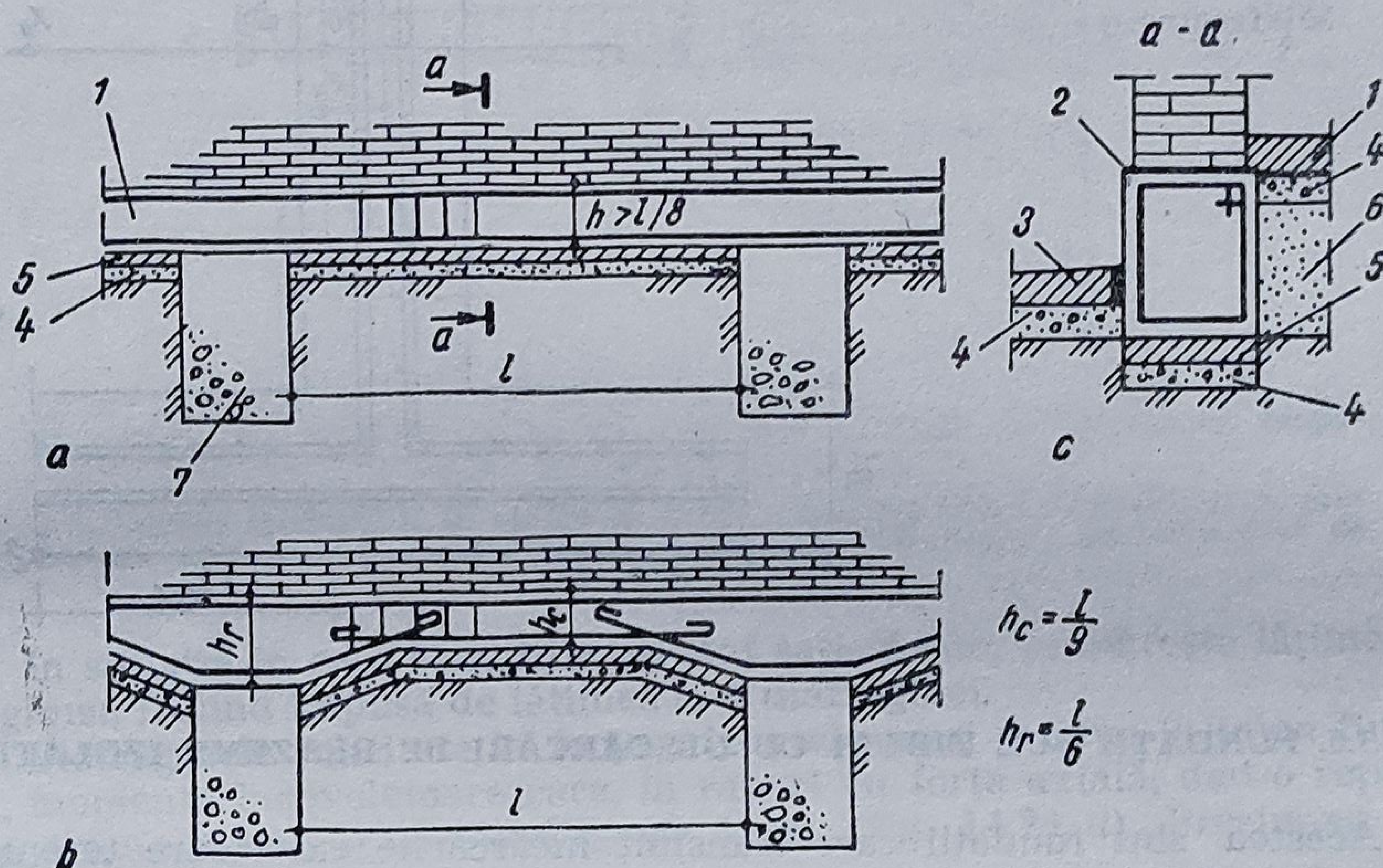


Fig. 14.27. Fundații sub ziduri cu descărcare pe reazeme:
a — grindă dreaptă pe reazeme de descărcare; *b* — grindă cu vute la reazeme; *c* — secțiune prin grinda de fundare; *1* — grindă-soclu; *2* — hidroizolație; *3* — trotuar; *4* — pietriș; *5* — beton de egalizare; *6* — umplutură; *7* — reazem de descărcare din beton simplu.

Grinzile pot fi proiectate cu sau fără vute pe reazeme. Bolțile de descărcare (fig. 14.28) se realizează, în general, din B 100, cu armătură de siguranță. Dimensiunile uzuale, în funcție de deschiderea l dintre reazeme, sînt date în figurile 14.27 și 14.28.

Dimensionarea fundațiilor continue cu descărcări pe reazeme izolate constă în:

— stabilirea dimensiunilor în plan a blocului de fundație, care de obicei este fundația izolată a unui stîlp;

— dimensionarea elementului de descărcare.

Suprafața în plan a blocului de fundație, ce constituie reazemul izolat, se determină din condiția de capacitate portantă a terenului, aplicînd relațiile de la fundația izolată rigidă.

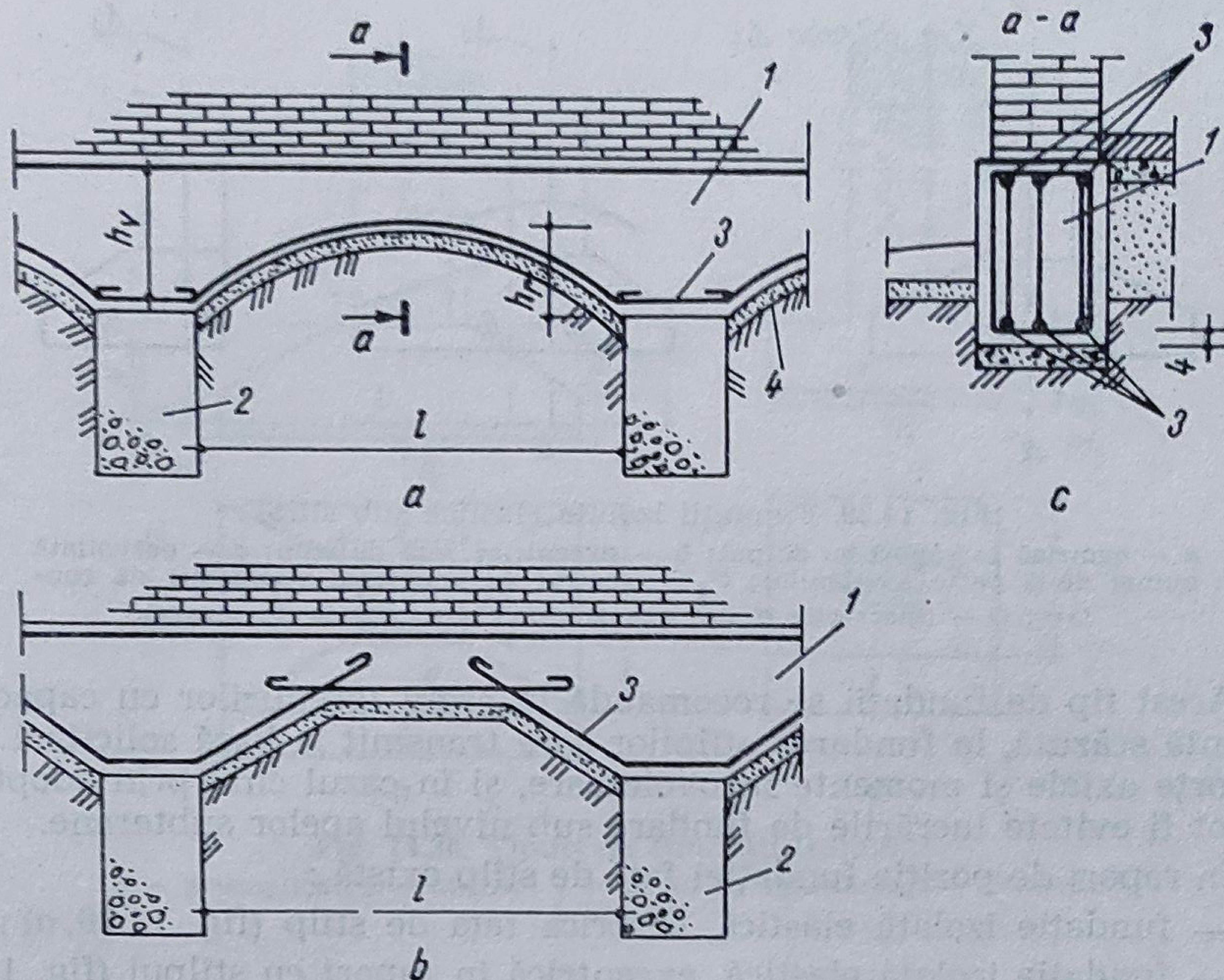


Fig. 14.28. Bolți de descărcare pe reazeme izolate:
a — cu intradosul curb; *b* — cu intradosul poligonal; *c* — secțiune transversală; *1* — boltă de descărcare; *2* — reazem izolat din beton simplu; *3* — armătură de siguranță; *4* — pietriș.

Se consideră fundația încărcată centric cu forța N, care acționează asupra reazemului, fiind dată de greutatea zidului G_z și a grinzii G_g aferente reazemului și de greutatea proprie G_r :

$$N = G_z + G_g + G_r. \qquad (14.38)$$

Dimensionarea elementelor de descărcare constă în calculul unei grinzi de beton armat, considerată simplu rezemată pe reazemele de descărcare și încărcată cu zidăria de deasupra.

14.2. FUNDAȚII ELASTICE

14.2.1. FUNDAȚII IZOLATE ELASTICE

Fundațiile izolate elastice sînt fundații pentru stîlpi turnați monolit și se adoptă atunci cînd nu poate fi proiectată fundația izolată cu bloc din beton simplu și cuzinet din beton armat. Se execută din beton armat de marcă minimă B 100, fiind așezate pe un strat de egalizare din beton B 25, cu grosimea minimă de 5 cm în terenuri uscate și de 10 cm în terenuri cu umiditate mare și agresive pentru betoane.

Deși au un consum de ciment mai ridicat decît fundațiile rigide și consumă oțel-beton, ele au avantajul că pot fi realizate cu înălțimi mai mici, reducîndu-se volumul lor și al lucrărilor de execuție pe șantier.

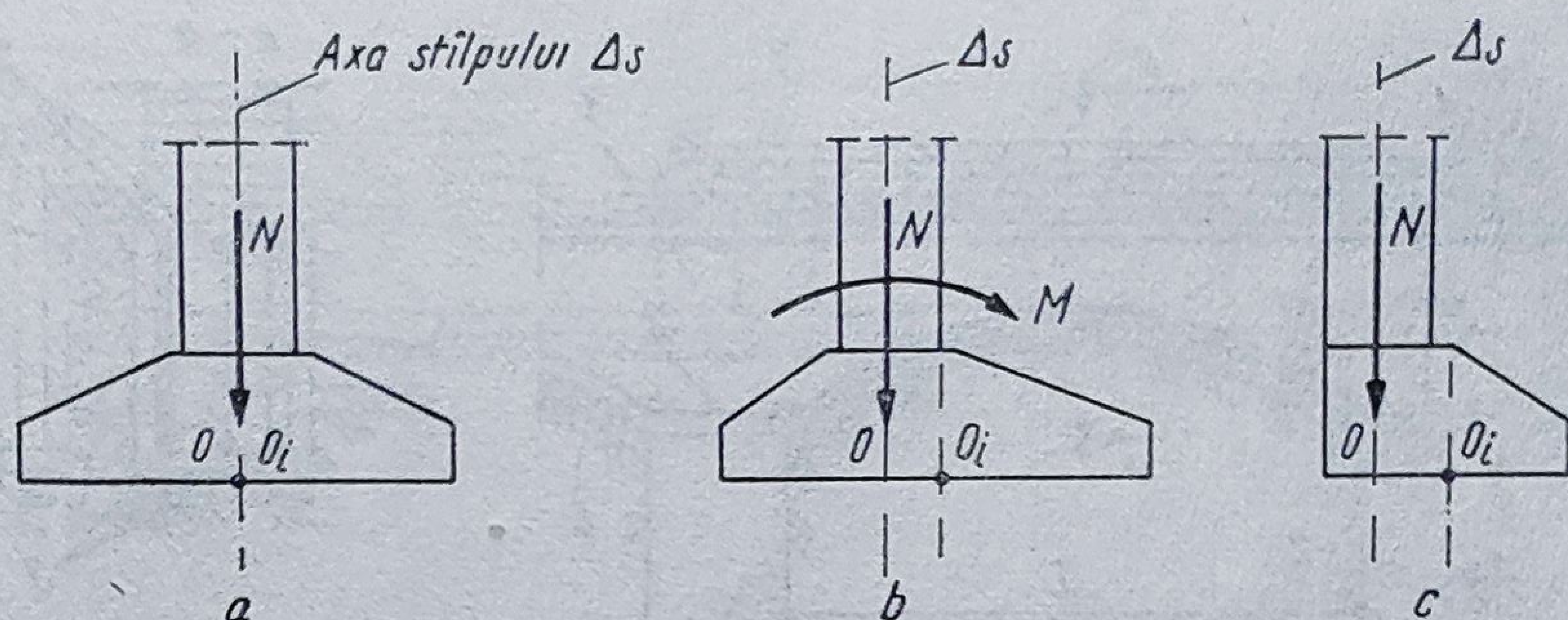


Fig. 14.29. Fundații izolate elastice sub stîlpi :
a — centrică în raport cu stîlpul; *b* — excentrică față de stîlp; *c* — dezvoltată numai de o parte a stîlpului; C_i — centrul de inerție al suprafeței de contact; *O* — intersecția dintre axa stîlpului și suprafața de contact.

Acest tip de fundații se recomandă în cazul terenurilor cu capacitate portantă scăzută, la fundarea stîlpilor care transmit la bază solicitări mari din forțe axiale și momente încovoietoare, și în cazul cînd prin adoptarea lor pot fi evitate lucrările de fundare sub nivelul apelor subterane.

În raport de poziția fundației față de stîlp există :

— fundație izolată elastică, centrică față de stîlp (fig. 14.29, *a*) ;

— fundație izolată elastică, excentrică în raport cu stîlpul (fig. 14.29, *b* și *c*) ;

— fundație izolată elastică, dezvoltată numai de o parte a stîlpului (fig. 14.29, *c*).

14.2.1.1. **Fundații izolate elastice, centrice față de stîlp. Elemente constructive și alcătuire.** Fundația izolată centrică față de stîlp corespunde situației în care axa verticală a stîlpului trece prin centrul de inerție al suprafeței de contact dintre fundație și terenul de fundare (fig. 14.29, *a*).

Pentru a folosi cît mai rațional momentul de inerție al suprafeței de contact, $A_c = L\,B$, forma acesteia se va alege :

— pătrată, $A_c = B^2 = L^2$, în cazul încărcărilor axiale centrice de la baza stîlpului ;

— dreptunghiulară, $A_c = LB$, în cazul în care fundația este solicitată la forțe axiale și momente încovoietoare.

Raportul laturilor L/B se va lua de 1,2 . . . 1,5, cu atît mai mare, cu cît momentul încovoietor va fi mai mare.

Dimensiunile suprafeței de contact rezultă din condiția ca

$$p_{ef} \leqslant \alpha p_{tr}. \qquad (14.39)$$

Funcție de mărimea încărcărilor și de capacitatea portantă a terenului de fundare, atunci cînd rezultă suprafețe de contact $A_c < 1\ m^2$ se va alcătui o fundație prismatică (fig. 14.30, *a*), iar pentru $A_c > 1\ m^2$, fundație-obelisc (fig. 14.30, *b*).

Avînd cunoscute secțiunea transversală a stîlpului și suprafața de contact necesară, se stabilesc celelalte dimensiuni ale fundației, astfel încît fundația ca element de beton armat să asigure : rigiditatea necesară la încovoiere, evitarea poansonării fundației de către stîlp și un consum rațional de materiale.

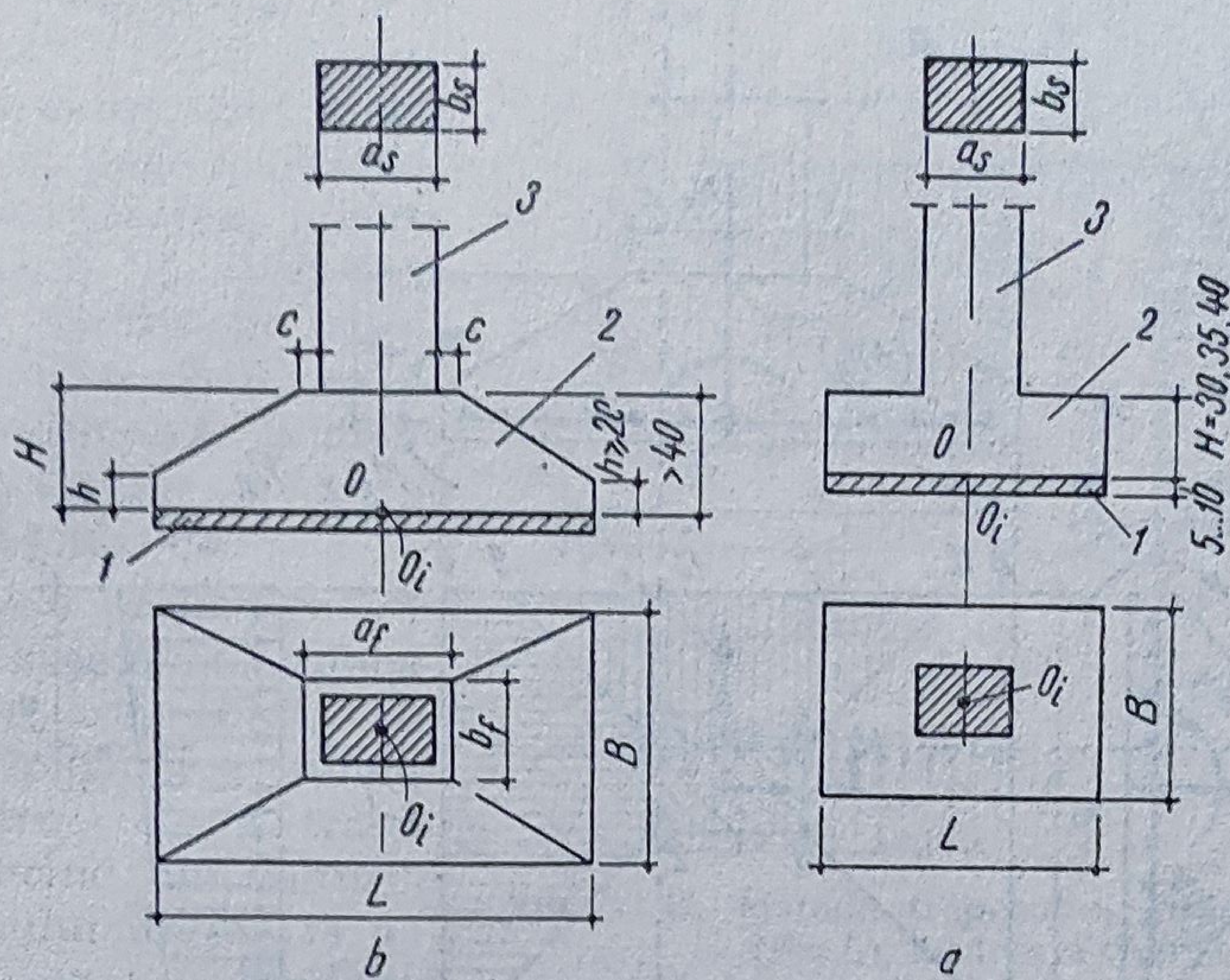


Fig. 14.30. Tipuri de fundații izolate :
a — prismatică; *b* — obelisc; *1* — beton de egalizare; *2* — fundație; *3* — stîlp

Dimensiunile feței superioare a fundației la contactul cu stîlpul, în cazul fundațiilor-obelisc, se stabilesc astfel încît să depășească cu 5 . . . 10 cm secțiunea transversală a stîlpului (fig. 14.30 și 14.31) :

$$a_f = a_s + 2c_0 ; \quad c_0 = (2,5 \ldots 5) \text{ cm} \quad \text{si} \quad b_f = b_s + 2c_0. \tag{14.40}$$

Înălțimea H a fundației se stabilește astfel încît să fie asigurată rigiditatea la încovoiere a fundației și o bună repartizare a presiunilor pe suprafață de contact. În acest sens, raportul dintre înălțimea H și latura mare L a suprafeței de contact — H/L — trebuie să respecte valorile minime din tabelul 14.4, coloana 4. Dacă sînt satisfăcute valorile din coloanele 2 și 3, funcție de marca betonului, nu mai este necesară verificarea la forțe tăietoare și deci prevederea unor armături ridicate la 45° în corpul fundației pentru a prelua tensiunile de întindere.

Pentru a se asigura un consum minim de armătură, se recomandă ca raportul H/L din coloanele *2* și *3* să se majoreze cu 0,05, astfel încît raportul să fie cuprins între 0,25 și 0,35

$$\frac{H}{L} = 0,25 \ldots 0,35. \tag{14.41}$$

Înălțimea minimă a fundației va fi de 30 cm. Pentru fundațiile de formă prismatică se recomandă înălțimi de 30, 35, 40 cm. Cînd rezultă înălțimi $H > 40$ cm, se alcătuiește fundația în formă de obelisc. Înălțimea fundației la marginea obeliscului se va lua de (1/2 . . . 1/3) H, dar cel puțin 20 cm :

$$h = \left(\frac{1}{2} \ldots \frac{1}{3}\right) H \geqslant 20 \text{ cm}. \tag{14.42}$$

Dimensiunile geometrice rezultate se rotunjesc la multiplii de 5 cm.

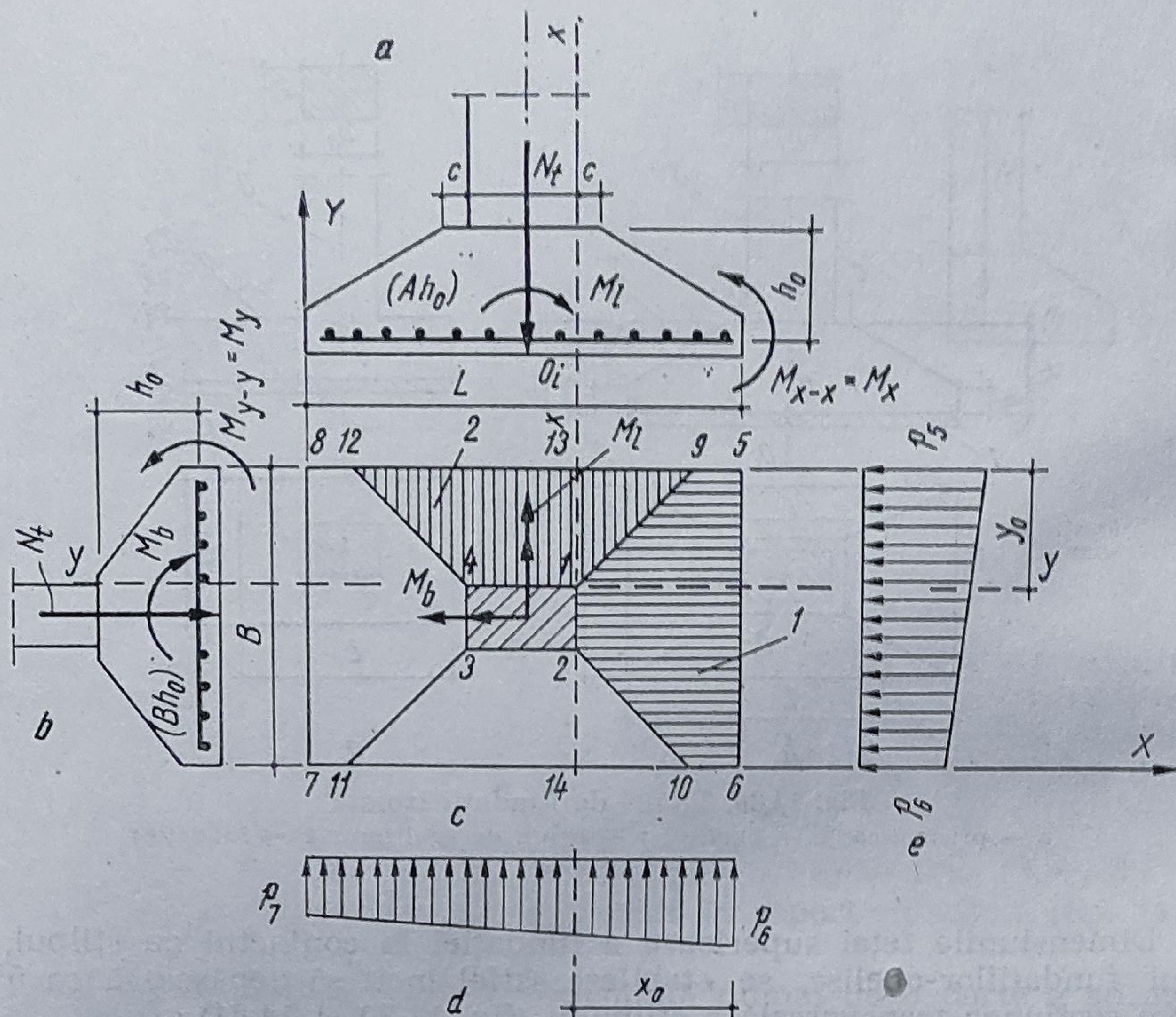


Fig. 14.31. Fundație centrică față de stîlp. Metoda trapezului. Definirea momentelor încovoietoare M_x și M_y:

a — secțiune verticală paralelă cu axa *x—x*; *b* — secțiune verticală paralelă cu axa *y—y*; *c* — suprafețele trapezoidale încărcate cu reacțiunea terenului; *d* — diagrama reacțiunilor pe latura *7—6*; *e* — diagrama reacțiunilor pe latura *6—5*; *1* — suprafața trapezoidală *6—10—2—1—9—5—6* încărcată cu reacțiunile terenului, pentru calculul momentului M_x; *2* — suprafața trapezoidală *12—4—1—9—12*, pentru calculul momentului M_y.

Din conlucrarea fundației cu terenul de fundare, rezultă în talpa fundației tensiuni de întindere din încovoiere care impun armarea fundației astfel ca secțiunile de beton armat (Lh_0) și (Bh_0) din dreptul stîlpului să poată prelua momentele încovoietoare M_y și M_x, date de reacțiunile terenului pe suprafața de contact (fig. 14.31).

TABELUL 14.4

Valorile raportului H/L pentru proiectarea fundațiilor elastice

Presiunea maximă pe teren în daN/cm	Valorile H/L peste care nu mai este necesară verificarea la forță tăietoare		$\left(\frac{H}{L}\right)$ minim
	B.100	B 150	
1	0,20	0,20	0,20
2	0,21	0,21	0,21
3	0,23	0,22	0,22
4	0,26	0,23	0,23
5	0,28	0,26	0,24
6	0,30	0,28	0,26

Calculul momentelor necesare armării tălpii fundației. Pentru determinarea armăturii de la talpa fundației, se consideră suprafața de contact încărcată cu diagrama presiunilor efective pe teren, dată din încărcările exterioare, calculîndu-se momentele în secțiunile x—x și y—y (fig. 14.32).

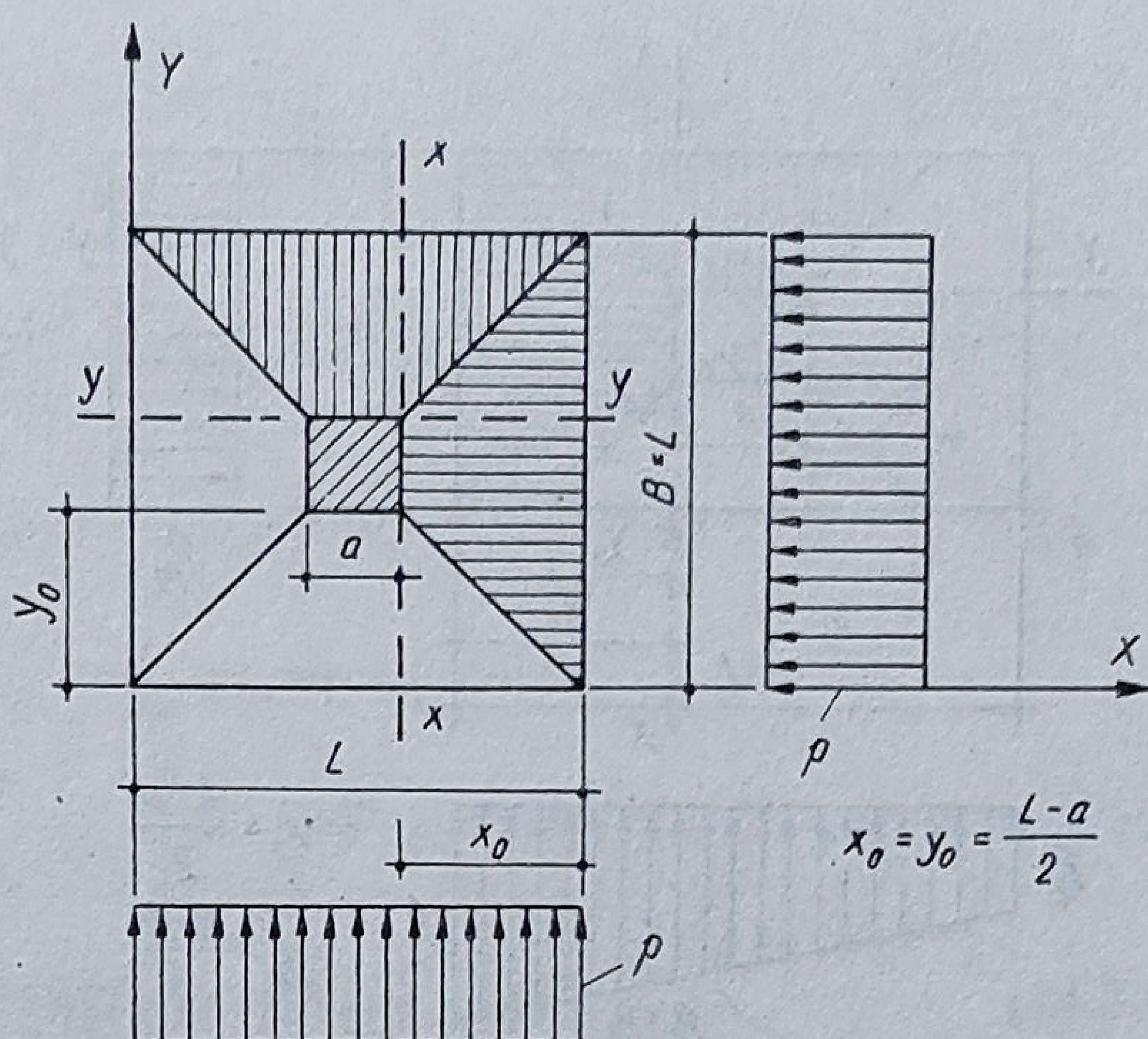


Fig. 14.32. Metoda trapezului. Fundație pătrată ($B=L$), încărcată centric.

Pentru o proiectare rațională, se recomandă aplicarea metodei trapezului, care constă în împărțirea fundației în patru console trapezoidale, ducînd din colțurile bazei stîlpului drepte la 45° față de axele fundației (v. fig. 14.31). Cele patru console se consideră încastrate în stîlp și solicitate de reacțiunea terenului.

Pentru armarea secțiunii Bh_0, se scrie momentul $M_x = M_{x-x}$, considerînd consola *5-9-1-2-10-6-5*, încastrată în secțiunea *1—2*, respectiv x—x, iar pentru armarea secțiunii Lh_0, se scrie momentul $M_y = M_{y-y}$, considerînd consola *9-1-4-12-9* încastrată în secțiunea *4—1*, respectiv y—y, încărcate cu diagrama presiunilor dată de relația

$$p_{8,7,6,5} = \frac{N_f}{LB}\left(1 \pm \frac{6e_L}{L} \pm \frac{6e_B}{B}\right), \tag{14.43}$$

în care :

N_f este încărcarea totală axială care solicită talpa fundației ;
L — latura mare a suprafeței de contact, iar B, latura mică ;
e_L — excentricitatea, dată de momentul din stîlp care solicită fundația paralel cu latura L $\left(e_L = \frac{M_L}{N_f}\right)$;
e_B — excentricitatea, dată de momentul din stîlp care solicită fundația paralel cu latura B $\left(e_B = \frac{M_B}{N_f}\right)$;
p_5, p_6, p_7 și p_8 reprezintă mărimea reacțiunii terenului în colțurile suprafeței de contact.

În marea majoritate a cazurilor încărcările sînt excentrice numai pe o direcție, în care se dezvoltă mai mult suprafața de contact a fundației, adică în direcția L :

$$p_{6,7} = p_{\substack{max \\ min}} = \frac{N_f}{LB}\left(1 \pm \frac{6e_L}{L}\right). \tag{14.44}$$

Cunoscînd diagrama presiunilor pe suprafața de contact a fundației cu terenul, se pot calcula momentele M_x și M_y, pentru diferite cazuri.

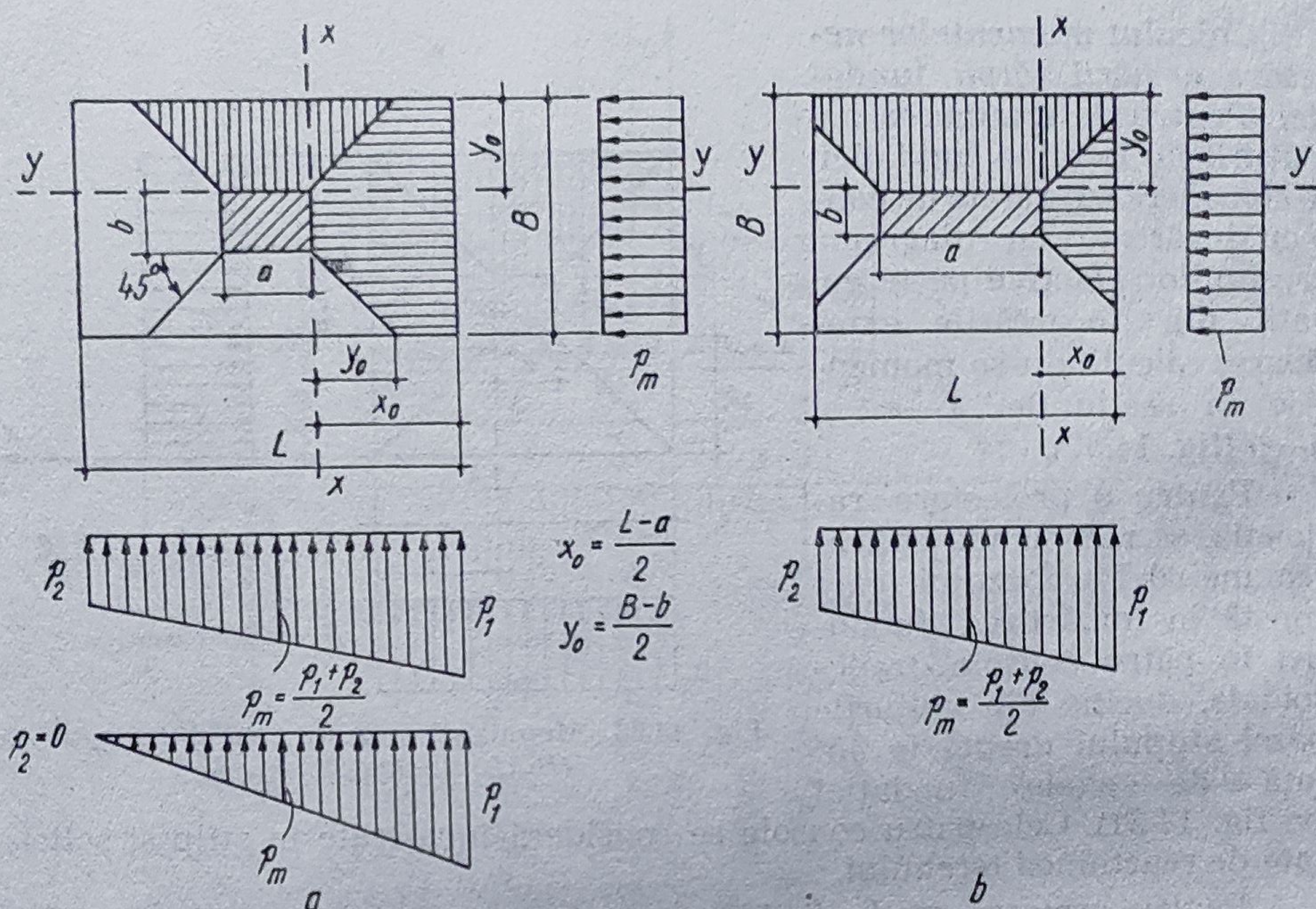


Fig. 14.33. Metoda trapezului. Fundație dreptunghiulară ($L>B$), încărcată excentric :
a — cazul $x_0>y_0$; b — cazul $x_0<y_0$.

a) Suprafața de contact a fundației și secțiunea bazei stîlpului, de formă pătrată (v. fig. 14.32), încărcată centric :

$$M_x=M_y=\frac{p}{24}(2L+a)\ (L-a)^2. \tag{14.45}$$

b) Suprafața de contact a fundației și secțiunea bazei stîlpului de formă dreptunghiulară, încărcată centric, $p_1=p_2=p$:

— dacă $x_0>y_0$, $a>b$ și $L>B$ (fig. 14.33, a),

$$M_x=\frac{p}{24}[3B\ (L-a)^2-(B-b)^3], \tag{14.46}$$

$$M_y=\frac{p}{24}(B-b)^2\ (2B+3a-2b). \tag{14.47}$$

— dacă $x_0<y_0$, $a>b$ și $L>B$ (fig. 14.33, b),

$$M_x=\frac{p}{24}(L-a)^2\ (2\ L+a), \tag{14.48}$$

$$M_y=\frac{p}{24}[3\ L(B-b)^2-(L-a)^3]. \tag{14.49}$$

c) Suprafața de contact a fundației și secțiunea bazei stîlpului de formă dreptunghiulară, încărcată excentric pe direcția laturii mari L:

— dacă $x_0 > y_0$, $a > b$ și $L > B$ (fig. 14.33, a),

$$M_x = \frac{1}{32}\frac{(p_1 - p_2)^2}{p_1 + 2p_2}\left[3B(L-a)^2 - (B-b)^3\right]. \tag{14.50}$$

$$M_y = \frac{p_{med}}{24}(B-b)^2(2B+b)\,; \quad p_{med} = \frac{p_1+p_2}{2}. \tag{14.51}$$

— dacă $x_0 < y_0$, $a > b$ și $L > B$ (fig. 14.33, b),

$$M_x = \frac{1}{32}\frac{(p_1+p_2)^2}{p_1+2p_2}(L-a)^2(2L+a), \tag{14.52}$$

$$M_y = \frac{p_{med}}{24}\left[3B(B-b)^2 - (L-a)^3\right]. \tag{14.53}$$

Atunci cînd prin alcătuirea constructivă a fundației apar alte raporturi între dimensiunile a și b, respectiv L și B, sau cînd $p_{min} = p_2 = 0$, prin particularizare, cazul poate fi încadrat în unul din cele prezentate.

Momentele încovoietoare M_x și M_y pot fi stabilite și cu relații de calcul, folosind coeficienți dați în tabele, funcție de elementele geometrice ale stîlpului și fundației și de natura încărcărilor.

În cazul cînd presiunea pe teren B este uniform distribuită, se folosesc relațiile :

$$M_x = \frac{pL^3}{\lambda} \quad \text{și} \quad M_y = \frac{pB^3}{\eta}. \tag{14.54}$$

Dacă presiunea pe teren este liniar variabilă între mărimile $p_1 = p_{max}$ și $p_2 = p_{min}$, se aplică relațiile :

$$M_x = \alpha \cdot \beta\, p_1 \cdot L^3 \quad \text{și} \quad M_y = \frac{p_{med} B^3}{\eta}. \tag{14.55}$$

Valorile λ se dau în tabelul 14.5, η în tabelul 14.6 și β în tabelul 14.7, funcție de rapoartele : $\frac{B}{L}$, $\frac{a}{L}$ și $\frac{b}{B}$, iar coeficientul α, se dă în tabelul 14.8, funcție de raportul p_2/p_1.

Armarea fundațiilor izolate elastice, centrice. Fundația se armează la partea inferioară cu o rețea de bare drepte, dispuse paralel cu laturile.

Secțiunea de armătură se stabilește conform calculului secțiunilor dreptunghiulare de beton armat solicitate la încovoiere, astfel ca secțiunea armată Bh_0 să poată prelua momentul M_x și secțiunea Lh_0 să poată prelua momentul M_y. Procentul minim de armare pentru cele două secțiuni este de 0,05%, ceea ce conduce la secțiunea minimă de armătură :

$$A_{fx\,min} = \frac{0{,}05}{100}Bh_0 \quad \text{și} \quad A_{fy\,min} = \frac{0{,}05}{100}Lh_0 \tag{14.56}$$

Diametrul minim al armăturilor de rezistență se va lua de 10 mm pentru OB și 8 mm pentru PC. Avînd secțiunea totală de armătură, A_{fx}

TABELUL 14.5

Valorile coeficientului λ

B/L	b/F \ a/L	0,10	0,12	0,14	0,16	0,18	0,20	0,22	0,24	0,26	0,28	0,30
0,5	0,10	21	22	23	25	26	28	29	31	33	35	37
	0,15	21	22	23	24	26	27	29	30	32	34	36
	0,20	21	22	23	24	25	27	28	30	31	33	36
	0,25	20	21	23	24	25	26	28	29	31	33	35
	0,30	20	21	22	23	25	26	27	29	31	33	35
0,6	0,10	18	19	20	21	23	24	25	27	29	31	35
	0,15	18	19	20	21	22	23	25	26	28	30	32
	0,20	18	19	19	20	22	23	24	26	27	29	31
	0,25	17	18	19	20	21	22	24	25	27	28	30
	0,30	17	18	19	20	21	22	23	25	26	28	30
0,7	0,10	16	17	18	19	20	22	23	25	27	28	31
	0,15	16	17	18	19	20	21	22	24	25	27	29
	0,20	16	16	17	18	19	20	22	23	24	26	28
	0,25	15	16	17	18	19	20	21	22	24	25	27
	0,30	15	16	17	17	18	20	20	22	23	25	26
0,8	0,10	15	16	17	18	19	20	22	24	25	27	30
	0,15	15	15	16	17	18	20	21	22	24	26	28
	0,20	14	15	16	17	18	19	20	21	23	24	26
	0,25	14	14	15	16	17	18	19	20	22	23	25
	0,30	13	14	15	16	17	17	19	20	21	22	24
0,9	0,10	14	15	16	17	19	20	21	23	25	27	29
	0,15	14	14	15	16	17	19	20	21	23	25	27
	0,20	13	14	15	16	16	18	19	20	22	23	25
	0,25	13	13	14	15	16	17	18	19	20	22	23
	0,30	12	13	14	14	15	16	17	18	19	21	22
1,0	0,10	14	15	16	17	18	20	21	23	25	26	28
	0,15	13	14	15	16	17	18	20	21	23	24	26
	0,20	12	13	14	15	16	17	19	19	21	23	24
	0,25	12	12	13	14	15	16	18	18	20	21	23
	0,30	11	12	13	13	14	15	17	17	18	20	21

şi A_{fy}, se alege diametrul barei astfel ca distanţa dintre bare să fie $d_{min}=10$ cm şi $d_{max}=25$ cm.

Armarea fundaţiei la partea inferioară poate fi făcută şi cu plase sudate.

Armătura rezultată din calcul sau cea rezultată din procentul minim de armare se dispune astfel (v. fig. 14.34) :

— A_{fx} sau $A_{fx_{min}}$, paralelă cu direcţia x—x, respectiv cu latura L şi uniform repartizată pe latura mică B, marca ① ;

— A_{fy} sau $A_{fy_{min}}$, paralelă cu direcţia y—y, respectiv cu latura B şi uniform repartizată pe intervalul $a+2y_0$ din latura mare L, pentru care a fost calculat momentul M_y şi secţiunea de armătură corespunzătoare, marca ②.

TABELUL 14.6

Valorile coeficientului η

B/L	a/L \ b/B	0,10	0,12	0,14	0,16	0,18	0,20	0,22	0,24	0,26	0,28	0,30
0,5	0,10	12	13	14	15	16	17	18	19	21	23	24
	0,15	11	11	12	13	14	15	16	17	18	20	21
	0,20	10	10	11	12	12	13	14	15	16	17	19
	0,25	9	9	10	11	11	12	13	14	15	16	17
	0,30	8	9	9	10	10	11	12	12	13	14	15
0,6	0,10	13	14	14	15	17	18	19	20	22	24	26
	0,15	11	12	13	14	15	16	17	18	20	21	23
	0,20	10	11	12	13	13	14	15	16	18	19	20
	0,25	10	10	11	11	12	13	14	15	16	17	18
	0,30	9	9	10	11	11	12	13	14	15	16	17
0,7	0,10	13	14	15	16	17	18	20	21	23	25	27
	0,15	12	13	14	15	16	17	18	19	21	22	24
	0,20	11	12	12	13	14	15	16	17	19	20	22
	0,25	10	11	11	12	13	14	15	16	17	18	20
	0,30	10	10	11	11	12	13	14	15	16	17	18
0,8	0,10	13	14	15	16	18	19	20	22	23	25	27
	0,15	12	13	14	15	16	17	18	20	21	23	25
	0,20	11	12	13	14	15	16	17	18	20	21	23
	0,25	11	11	12	13	14	15	16	17	18	19	21
	0,30	10	11	11	12	13	14	15	16	17	18	19
0,9	0,10	14	15	16	17	18	19	21	22	24	26	28
	0,15	13	14	14	15	17	18	19	20	22	24	26
	0,20	12	13	13	14	15	16	18	19	20	22	24
	0,25	11	12	13	13	14	15	16	17	19	20	22
	0,30	11	11	12	13	13	14	15	16	18	19	20
1,0	0,10	14	15	16	17	18	20	21	23	25	26	28
	0,15	13	14	15	16	17	18	20	21	23	24	26
	0,20	12	13	14	15	16	17	18	19	21	23	24
	0,25	12	12	13	14	15	16	17	18	20	21	23
	0,30	11	12	13	13	14	15	16	17	18	20	21

TABELUL 14.7

Valorile coeficientului β

$\frac{B}{L}$	a/l \ b/B	0,10	0,12	0,14	0,16	0,18	0,20	0,22	0,24	0,26	0,28	0,30
0,5	0,10	1,124	1,130	1,135	1,141	1,146	1,151	1,156	1,160	1,164	1,168	1,172
	0,15	0,993	0,999	1,004	1,010	1,015	1,020	1,024	1,029	1,033	1,037	1,041
	0,20	0,869	0,875	0,880	0,886	0,891	0,896	0,901	0,905	0,909	0,913	0,917
	0,25	0,753	0,759	0,764	0,770	0,775	0,780	0,784	0,789	0,793	0,797	0,801
	0,30	0,644	0,650	0,655	0,661	0,666	0,671	0,676	0,680	0,684	0,688	0,692
0,6	0,10	1,301	1,311	1,321	1,330	1,339	1,347	1,355	1,363	1,370	1,377	1,384
	0,15	1,143	1,153	1,163	1,172	1,181	1,190	1,198	1,206	1,213	1,220	1,226
	0,20	0,995	1,005	1,015	1,024	1,033	1,041	1,049	1,057	1,064	1,073	1,078
	0,25	0,855	0,865	0,875	0,884	0,893	0,902	0,910	0,918	0,925	0,932	0,938
	0,30	0,725	0,735	0,745	0,754	0,763	0,771	0,779	0,787	0,794	0,801	0,808
0,7	0,10	1,451	1,467	1,483	1,498	1,512	1,525	1,538	1,550	1,562	1,573	1,583
	0,15	1,267	1,284	1,299	1,314	1,328	1,342	1,354	1,367	1,378	1,389	1,400
	0,20	1,094	1,110	1,126	1,141	1,155	1,168	1,181	1,193	1,205	1,216	1,226
	0,25	0,931	0,948	0,963	0,978	0,992	1,006	1,018	1,031	1,042	1,053	1,064
	0,30	0,779	0,795	0,811	0,826	0,840	0,853	0,866	0,878	0,890	0,901	0,911
0,8	0,10	1,571	1,595	1,618	1,641	1,662	1,682	1,701	1,719	1,737	1,753	1,768
	0,15	1,361	1,385	1,408	1,431	1,452	1,472	1,491	1,509	1,527	1,543	1,558
	0,20	1,163	1,187	1,210	1,233	1,254	1,274	1,293	1,311	1,329	1,345	1,360
	0,25	0,977	1,001	1,024	1,047	1,068	1,088	1,107	1,125	1,143	1,159	1,174
	0,30	0,804	0,827	0,850	0,873	0,894	0,914	0,933	0,951	0,969	0,985	1,000
0,9	0,10	1,656	1,690	1,723	1,755	1,785	1,814	1,841	1,867	1,892	1,915	1,937
	0,15	1,419	1,454	1,487	1,519	1,549	1,578	1,605	1,631	1,655	1,679	1,701
	0,20	1,197	1,231	1,264	1,296	1,326	1,355	1,382	1,408	1,433	1,456	1,478
	0,25	0,995	1,027	1,056	1,087	1,117	1,146	1,173	1,199	1,223	1,247	1,269
	0,30	0,818	0,845	0,871	0,897	0,925	0,951	0,977	1,003	1,028	1,051	1,073
1,0	0,10	1,701	1,749	1,794	1,837	1,879	1,918	1,956	1,991	2,025	2,057	2,087
	0,15	1,445	1,480	1,531	1,575	1,616	1,656	1,693	1,729	1,762	1,794	1,825
	0,20	1,216	1,254	1,292	1,331	1,369	1,408	1,445	1,481	1,515	1,547	1,577
	0,25	1,012	1,046	1,081	1,113	1,148	1,181	1,215	1,249	1,282	1,314	1,345
	0,30	0,833	0,862	0,892	0,921	0,951	0,980	1,010	1,040	1,069	1,099	1,127

Coeficientul α

p_1 / p_2	≤0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
α	0,0312	0,0322	0,0340	0,0364	0,0389	0,0416

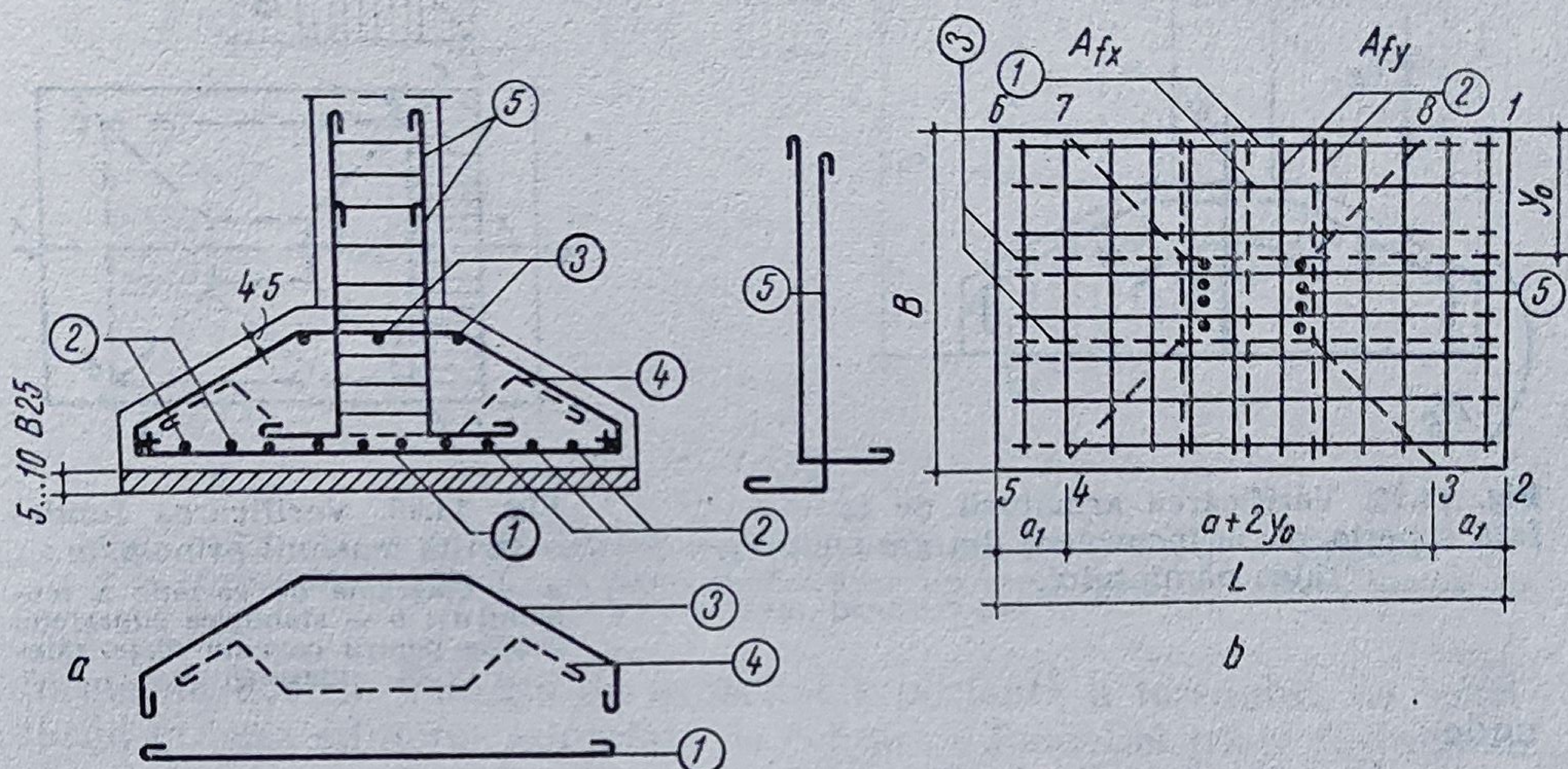


Fig. 14.34. Armarea fundației izolate elastice, centrice: *a* — armarea în secțiune; *b* — armarea în plan; ① — armătură de rezistență paralelă cu latura *L*; ② — armătură de rezistență paralelă cu latura *B*; ③ — armătură la fața superioară a fundației; ④ — armătură ridicată la 45°; ⑤ — armătură de legătură între stîlp și fundație.

Pe fîșiile laterale *1-2-3-8* și *4-5-6-7* se va prevedea o armare suplimentară, identică cu precedenta, deci de marcă ②. Atunci cînd lungimea L a fundației este mai mare de 3 m, pentru a economisi oțel-beton, se recomandă ca armătura de marcă ①, dispusă paralel cu L, să fie de lungime $(a+2y_0)+a_1$, astfel ca zonele laterale să fie armate numai cu 50% din A_{fx}.

Acoperirea minimă a armăturii de rezistență față de baza fundației va fi de 3,5 cm, iar pe contur de 4,5 cm.

La fața superioară a fundațiilor de tip obelisc se dispun, sub stîlp, minimum două bare pe fiecare direcție, dar la distanță maximă între ele de 50 cm, marca ③, avînd diametrul minim de 10 mm pentru PC și 12 mm pentru OB.

În cazul unor adîncimi de fundare mari și cînd stîlpul este solicitat la bază de momente încovoietoare importante, armătura de la fața superioară se verifică la momentul încovoietor dat de umplutura de pămînt de deasupra fundației, în zona cu presiuni mai reduse între suprafața de contact și teren (fig. 14.35).

Atunci cînd nu este satisfăcut raportul $(H/L)_{min}$ din tabelul 14.4, se impune verificarea tensiunilor principale de întindere σ_1, a căror valoare este dată de expresia

$$\sigma_1 = \frac{Q}{0,85\, h_1 b_1} \leqslant \frac{R_t}{C_1}, \tag{14.57}$$

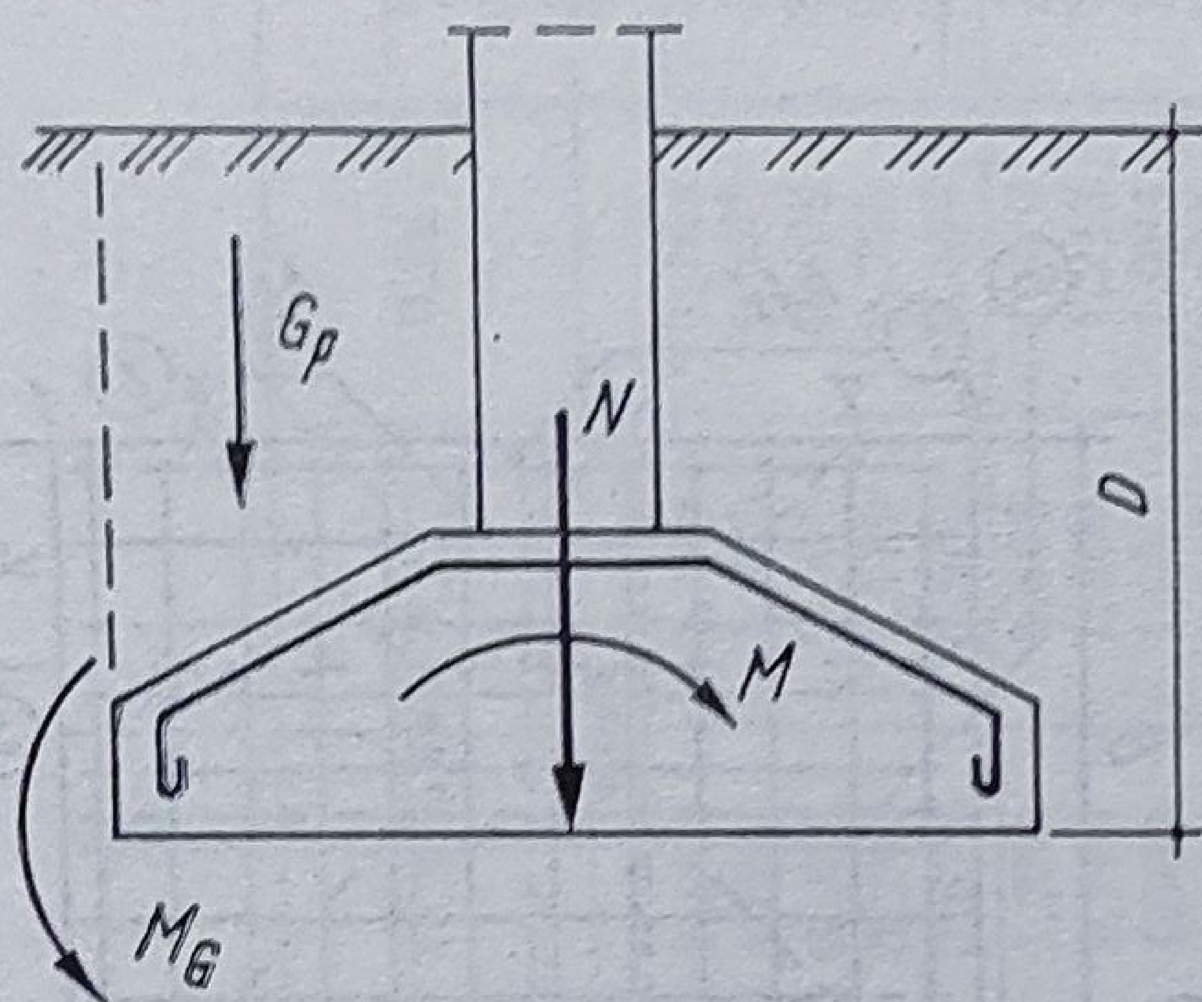


Fig. 14.35. Verificarea armăturii de la fața superioară, la încovoiere din greutatea pămîntului.

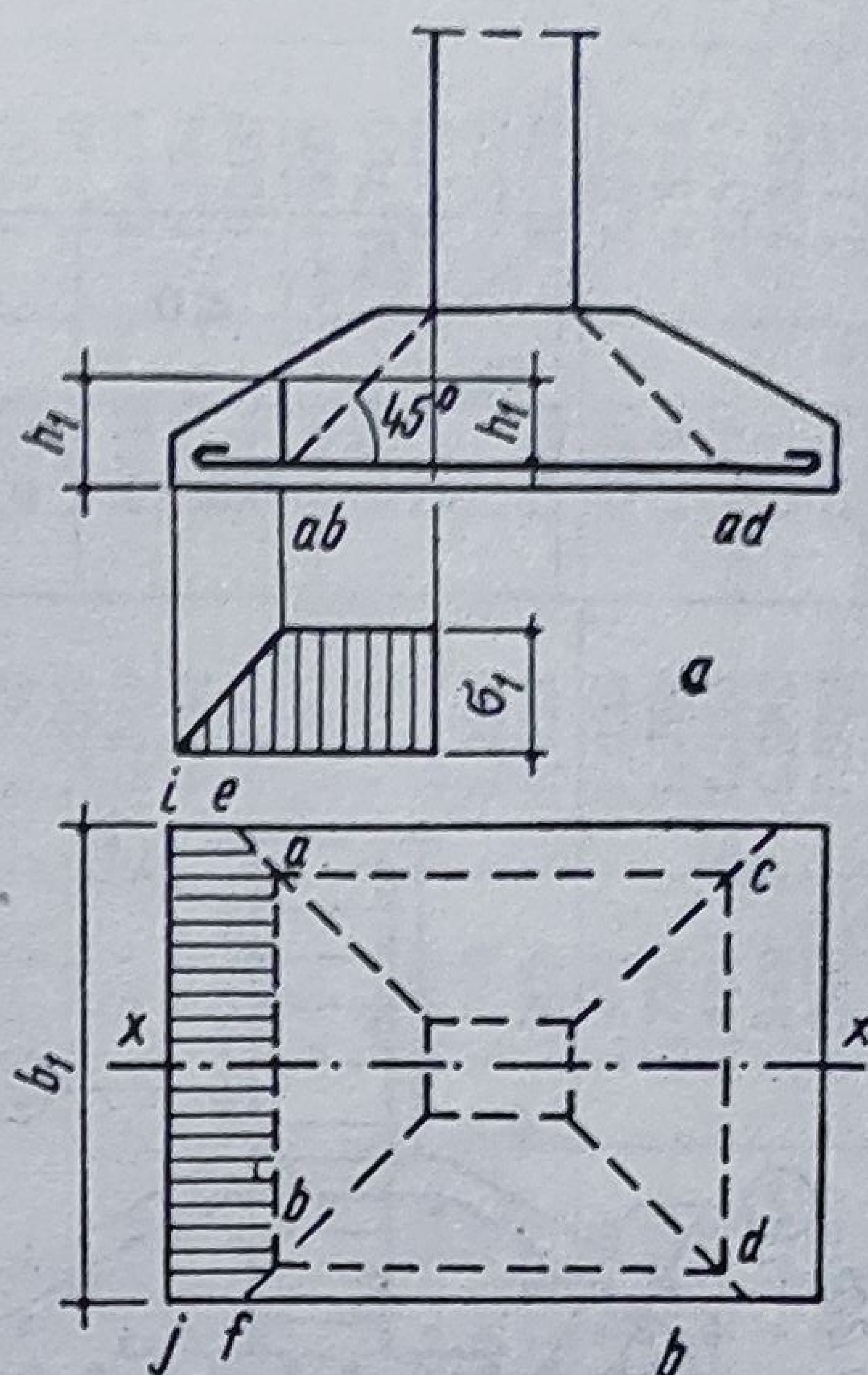


Fig. 14.36. Verificarea fundației la tensiuni principale:

a — diagrama de variație a tensiunii σ_1; *b* — stabilirea suprafeței *aeijfba* pentru calculul forței tăietoare Q.

unde:

C_1 este un coeficient de siguranță, egal cu 1,5;

Q — reprezintă forța tăietoare dată de reacțiunea terenului de pe suprafața de contact *aeijfba* (fig. 14.36).

Dacă tensiunea σ_1 este mai mare decît rezistența la întindere a betonului R_t, se prevăd bare ridicate la 45°, marca ④ (v. fig. 14.34, *a*).

Legătura dintre stîlp și fundație este asigurată cu mustăți dispuse în fundație, a căror secțiune și număr sînt identice cu a armăturii de la baza stîlpului, marca ⑤.

14.2.1.2. **Fundații izolate elastice, excentrice față de stîlp.** Executarea unor construcții lîngă construcții existente sau alte obstacole, necesitatea de a se prevedea rosturi de tasare la construcțiile peste o anumită lungime, conduc la fundații izolate care se dezvoltă numai de o parte a stîlpului, centrul de inerție al suprafeței de contact fiind excentric față de axa stîlpului (fig. 14.29, *c*). În cazul unor momente încovoietoare mari, în raport cu forța axială cu acțiune permanentă în același sens, cu excentricități care, în cazul unor fundații izolate centrice față de stîlp, depășesc limita zonei centrale a suprafeței de contact a fundației, se realizează fundații nesimetrice față de axa stîlpului, dezvoltate mai mult în sensul excentricității, astfel ca rezultanta încărcărilor să acționeze, în zona centrală a suprafeței de contact (fig. 14.29, *b*).

Elementele geometrice ale fundațiilor excentrice față de stîlp se stabilesc prin particularizarea condițiilor prezentate la fundațiile centrice față de stîlp, luîndu-se în considerare conlucrarea fundației cu structura și o transmitere cît mai rațională a presiunilor efective, terenului de fundare.

Fundații excentrice evazate numai de o parte a stîlpului. Sînt fundații care se realizează lîngă construcții existente și la rosturi de tasare, avînd

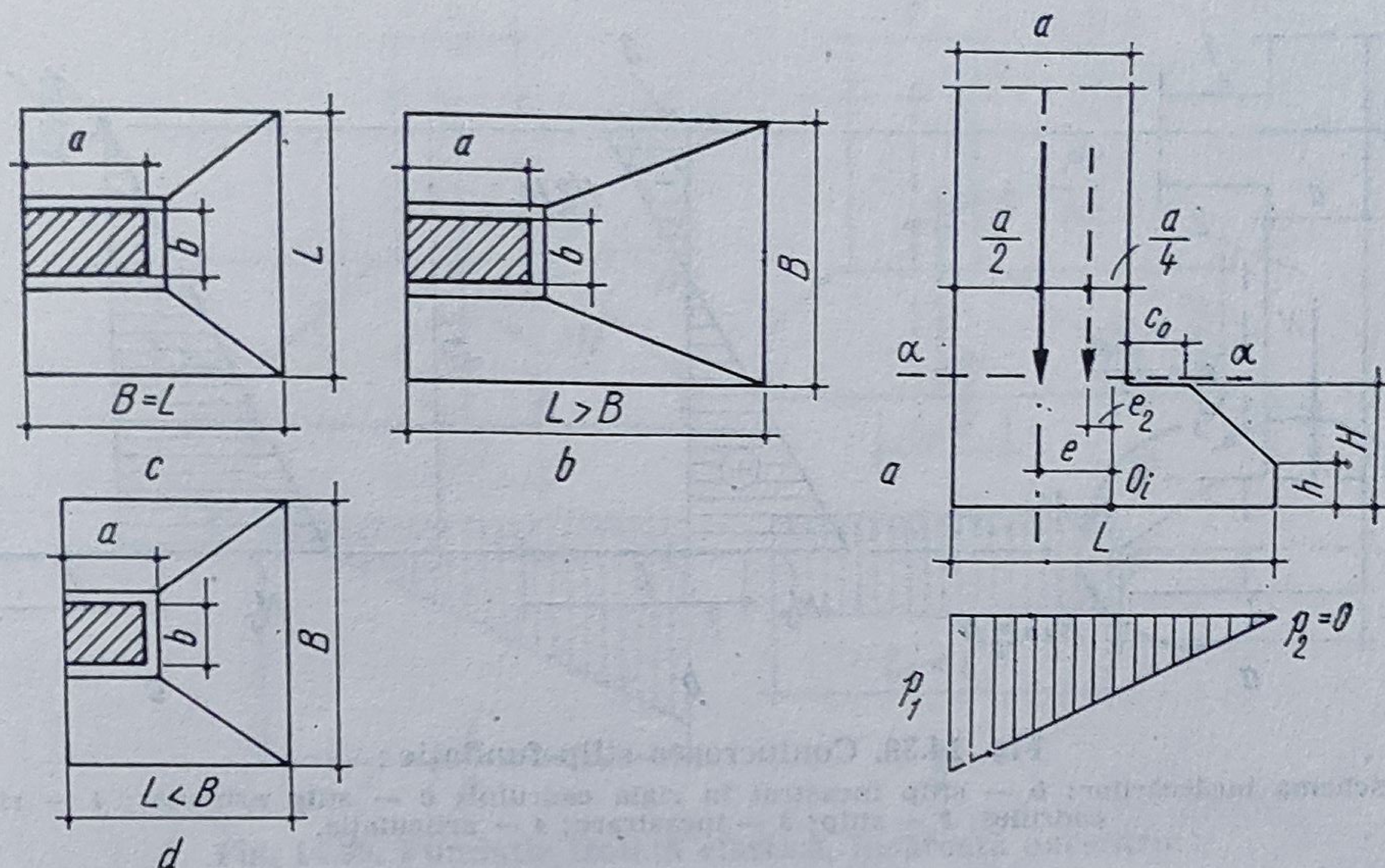


Fig. 14.37. Fundație excentrică dezvoltată numai de o parte a stîlpului : *a* — schema încărcărilor; *b* — forma fundației pentru cazul $L>B$; *c* — idem, pentru $L=B$; *d* — idem, pentru $L<B$.

forma de obelisc. Funcție de capacitatea portantă a terenului, de solicitările la baza stîlpului, suprafața de contact a fundației poate fi dreptunghiulară sau pătrată (fig. 14.37).

Din condiția ca suprafața de contact să fie activă, considerînd că la baza stîlpului lucrează numai o forță axială centrică N, rezultă

$$\frac{L}{2}-\frac{a}{2}\leqslant\frac{L}{6}\,;\; L\leqslant\frac{3}{2}a\leqslant 1.5a. \tag{14.58}$$

În cazul în care forța N acționează excentric față de baza stîlpului, la excentricitatea $e_1=2/3\,a$ sau la $e_2=3/4\,a$, aplicîndu-se raționamentul de mai sus, se obține $L_1\leqslant 2a$, respectiv $L_2\leqslant 2{,}25a$. În toate cazurile, la limită, diagrama de repartizare a presiunilor pe teren este triunghiulară.

Dacă poate fi luată în considerare conlucrarea dintre fundație și structură, adică dacă se poate conta pe conlucrarea fundației cu stîlpul în secțiunea α—α, momentul total M_t se repartizează stîlpului și fundației, proporțional cu rigiditățile acestora (fig. 14.38) :

$$M_t=e_0\cdot N, \tag{14.59}$$

$$M_f=M_t-M_s=M_t-M_t\,\frac{K_s}{K_s+K_f}=M_t\,\frac{K_f}{K_s+K_f}, \tag{14.60}$$

unde : K_s este rigiditatea stîlpului. Pentru stîlpul încastrat în riglă (fig. 14.38, *b*) se calculează cu relația $K_s=\frac{4K_b}{h_s}$, iar pentru stîlpul articulat în riglă (fig. 14.38, *c*) cu relația $K_s=\frac{3K_b}{h_s}$, unde K_b este rigiditatea secțiunii stîlpului ($K_b=0{,}6\,E_b\,I_b$) ;

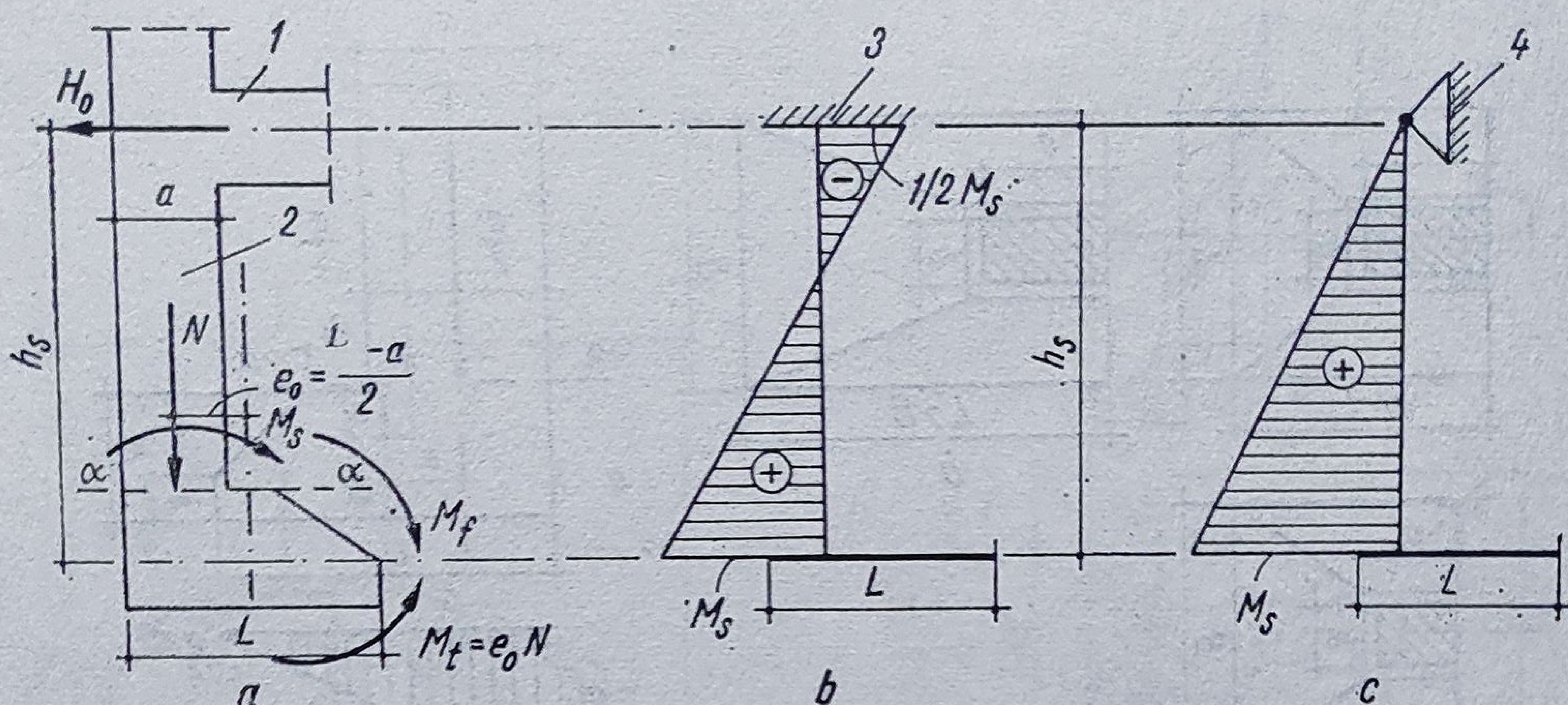


Fig. 14.38. Conlucrarea stîlp-fundație :
a — schema încărcărilor; *b* — stîlp încastrat în rigla cadrului; *c* — stîlp articulat; *1* — rigla cadrului; *2* — stîlp; *3* — încastrare; *4* — articulație.

K_f este rigiditatea suprafeței de contact a fundației. Se calculează cu relația $K_f = C_f I_f$, unde C_f este coeficientul de pat al terenului, iar I_f — momentul de inerție al suprafeței de contact $\left(I_f = \frac{BL^3}{12}\right)$.

La stabilirea suprafeței A_c se ia în considerare numai momentul M_f, care va reduce excentricitatea inițială $e_0 = \frac{M_t}{N}$ la excentricitatea $e' = \frac{M_f}{N}$, putîndu-se astfel depăși limitele menționate pentru dimensiunea L.

În cazul cînd la baza stîlpului mai acționează, pe lîngă forța axială, și un moment încovoietor, aceasta va modifica în consecință excentricitatea e_0, respectiv e'_0.

Avînd stabilită mărimea și forma suprafeței LB, se alcătuiește fundația izolată excentrică de tip obelisc (fig. 14.37), respectîndu-se următoarele elemente constructive :

— Dimensiunile suprafeței fundației la fața superioară

$$l_f b_f = (a + C_0)(b + 2C_0) \text{ unde } C_0 = 2{,}5 \ldots 5 \text{ cm.}$$

— Înălțimea H a fundației, rezultă din raportul H/L pentru fundații elastice centrice, scris sub forma :

$\frac{H}{2L-a}$, pentru cazul cînd $L > B$ (fig. 14.37, *b*) ;

$\frac{H}{B}$ sau $\frac{H}{2L-a}$, pentru cazul $L = B$ (fig. 14.37, c) ;

$\frac{H}{B}$, pentru cazul cînd $L < B$ (fig. 14.37, *d*).

Pentru consum minim de oțel-beton și pentru a evita armăturile ridicate la 45°, se recomandă ca la valorile luate din tabel să se adauge 0,05.

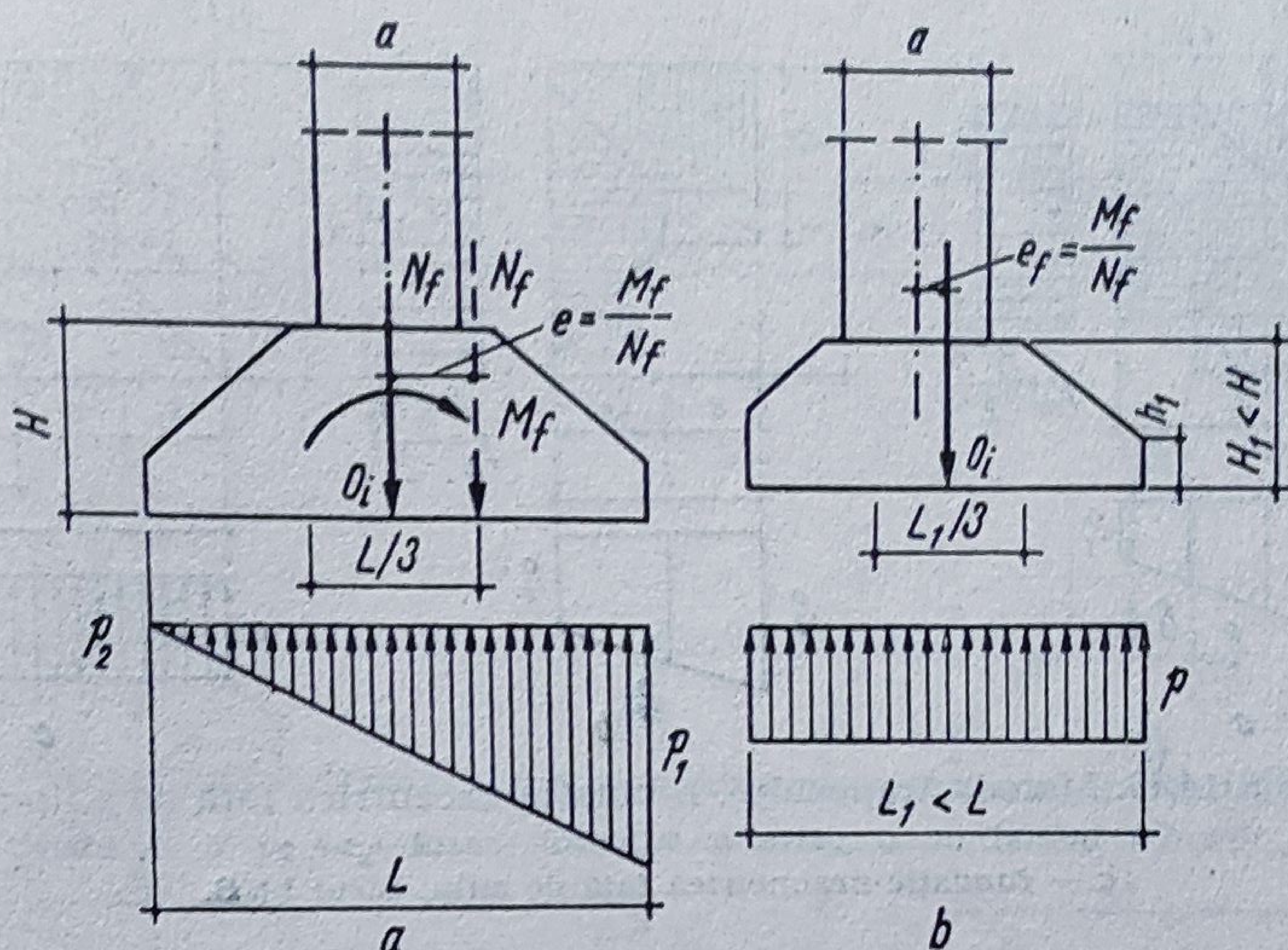


Fig. 14.39. Fundație izolată elastică, încărcată excentric :
a — centrică față de stîlp, cu distribuție triunghiulară a presiunilor pe teren; *b* — dezvoltată nesimetric față de stîlp, cu distribuție uniformă a presiunilor pe teren.

Înălțimea H a fundației se va lua de cel puțin 30 cm, iar lățimea h, la marginea obeliscului, se va lua de $\left(\frac{1}{2} \ldots \frac{1}{3}\right) H$, dar cel puțin 20 cm.

Fundație excentrică nesimetrică față de axul stîlpului. Cînd la baza stîlpului rezultă momente cu acțiune permanentă într-un singur sens (fig. 14.39, *a*), în vederea unei repartizări cît mai uniforme a presiunilor pe teren, se poate proceda la evazarea fundației prin dezvoltarea acesteia în sensul de acțiune al momentului (fig. 14.39, *b*) cu mărimea

$$e_f = \frac{M_t}{N_t}. \tag{14.61}$$

Proiectarea unei fundații excentrice, în asemenea cazuri de solicitare, va avea o suprafață de contact mai redusă, deci un consum de beton și oțel-beton mai scăzut.

Pentru alcătuirea și calculul acestor fundații se vor respecta cele arătate la fundațiile izolate elastice centrice și excentrice, cu precizarea că înălțimea H a fundației se va stabili din raportul $H/(2L—a)$.

Calculul momentelor necesare armării. Presiunile efective pe suprafața de contact solicită secțiunile $x—x$, respectiv $y—y$ (fig. 14.40), la momentele de încovoiere M_x și M_y, fiind necesară armarea lor. Secțiunea bH_0 se va arma cu armături dispuse paralel cu latura L, iar Lh_0, cu armături dispuse paralel cu B.

Momentele încovoietoare se stabilesc prin metoda trapezului :

— pentru cazul din figura 14.40, *a*, $l_x > l_y$:

$$M_x = \frac{1}{48} [8\,(2p_1 + p_0)\,(L-a)^2\,B - (p_0 - p_0)\,(B-b)^3], \tag{14.62}$$

$$M_y = \frac{p_{med}}{24}\,(B-b)^2\,(B+3a-b). \tag{14.63}$$

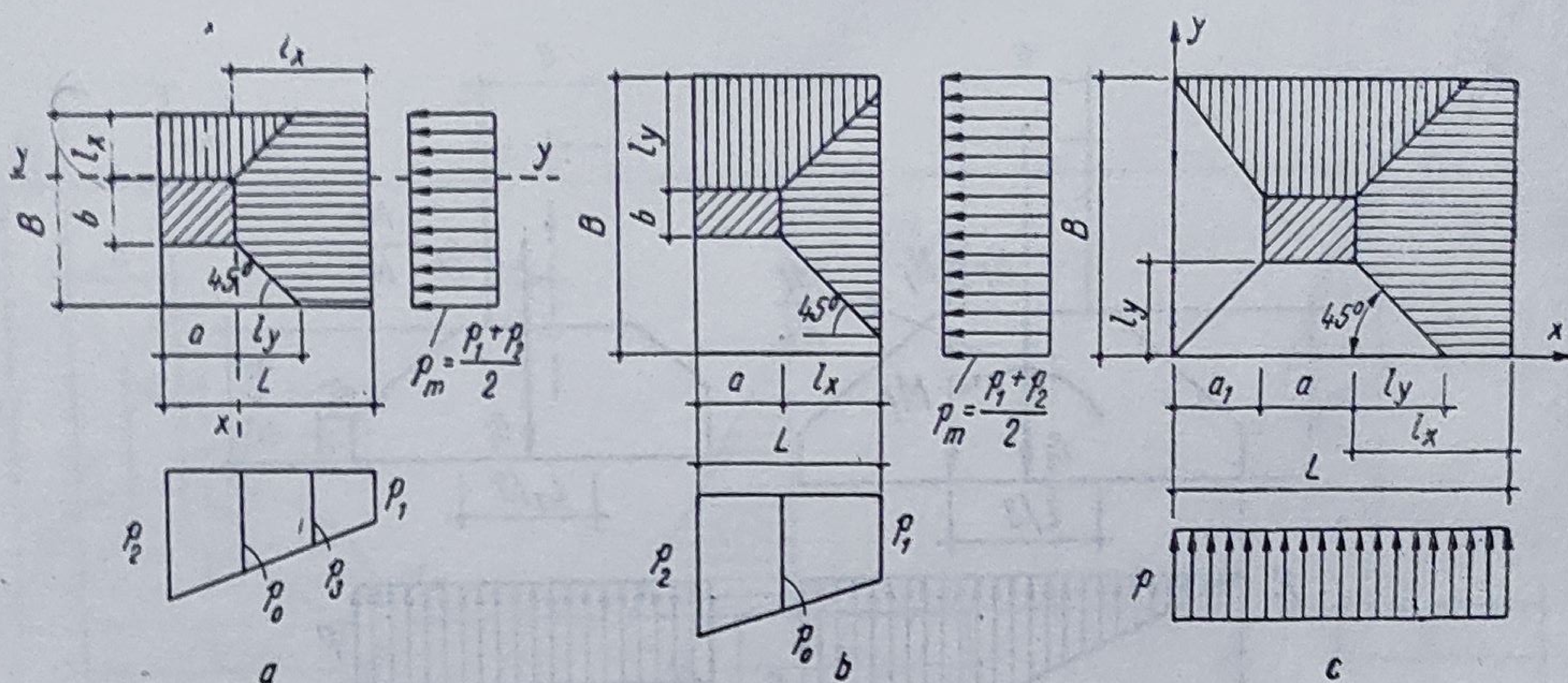


Fig. 14.40. Metoda trapezului. Fundaţie excentrică faţă de stîlp :
a — fundaţie evazată numai de o parte a stîlpului, cazul $l_x>l_y$; *b* — idem, cazul $l_x<l_y$
c — fundaţie nesimetrică faţă de stîlp, cazul $L>B$.

— pentru cazul din figura 14.40, *b*, $l_x<l_y$:

$$M_x=\frac{(L-a)^2}{6}[(2p_1+p_0)\,b+(3p_1+p_0)\,(L-a)], \tag{14.64}$$

$$M_y=\frac{p_{med}}{24}[3L\,(B-b)^2-4\,(L-a)^3]. \tag{14.65}$$

— pentru fundaţia nesimetrică faţă de stîlp, cazul $L>B$ şi $p_1=p_2=p$ (fig. 14.40, c) :

$$M_x=\frac{p}{24}[12\,B(L-a-a_1)^2-(B-b)^3], \tag{14.66}$$

$$M_y=\frac{p}{24}[(B-b)^2\,(2B+3a-2b)-2b_1^2\,(3B-2b_1)]. \tag{14.67}$$

Pentru armarea acestor fundaţii se vor respecta regulile de la armarea fundaţiilor izolate elastice centrice, particularizîndu-le în consecinţă. În figura 14.41 se dau detalii de armare pentru fundaţia evazată numai de o parte a stîlpului, iar în figura 14.42 pentru o fundaţie nesimetrică faţă de stîlp.

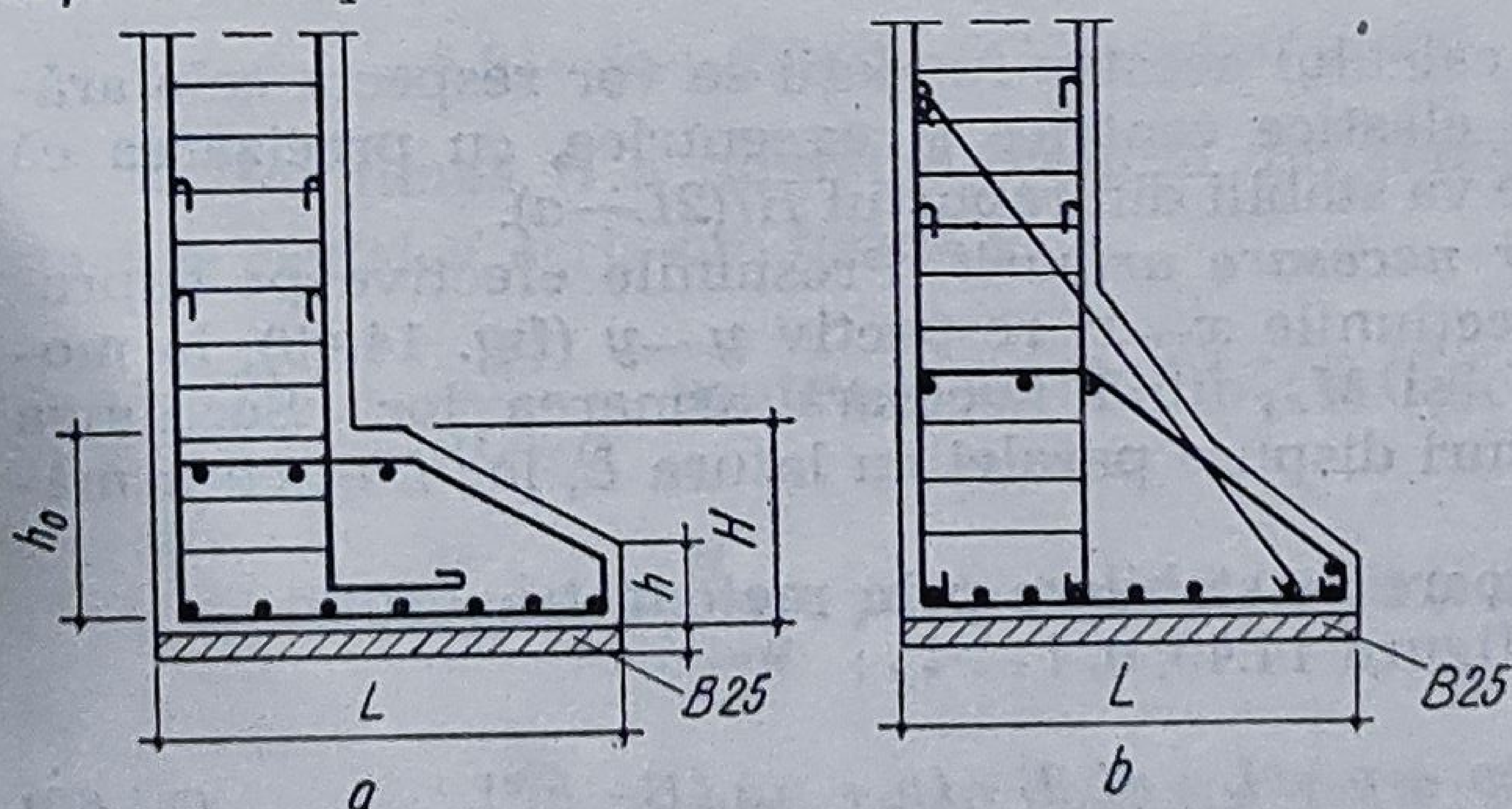


Fig. 14.41. Detalii armare. Fundaţie execentrică dezvoltată numai de o parte a stîlpului :
a — stîlp fără vută; *b* — stîlp cu vută.

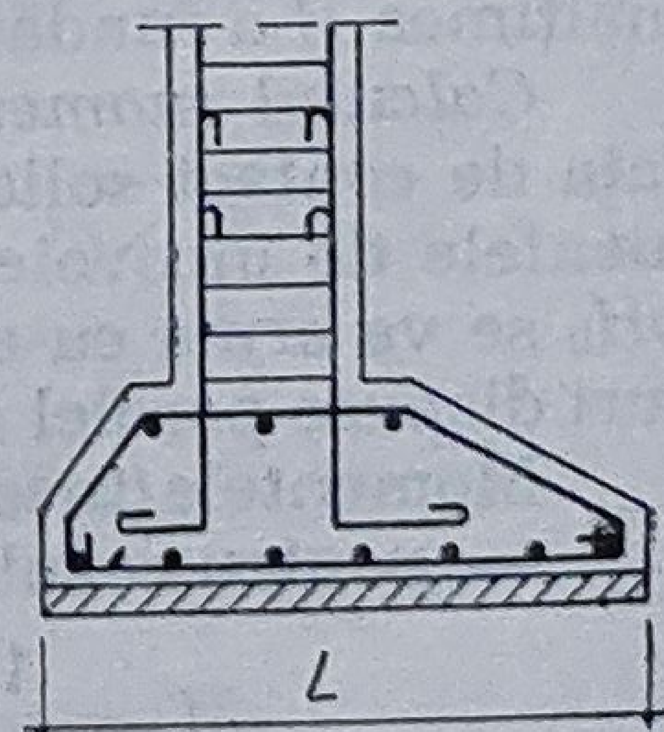


Fig. 14.42. Detalii armare. Fundaţie excentrică nesimetrică faţă de stîlp.

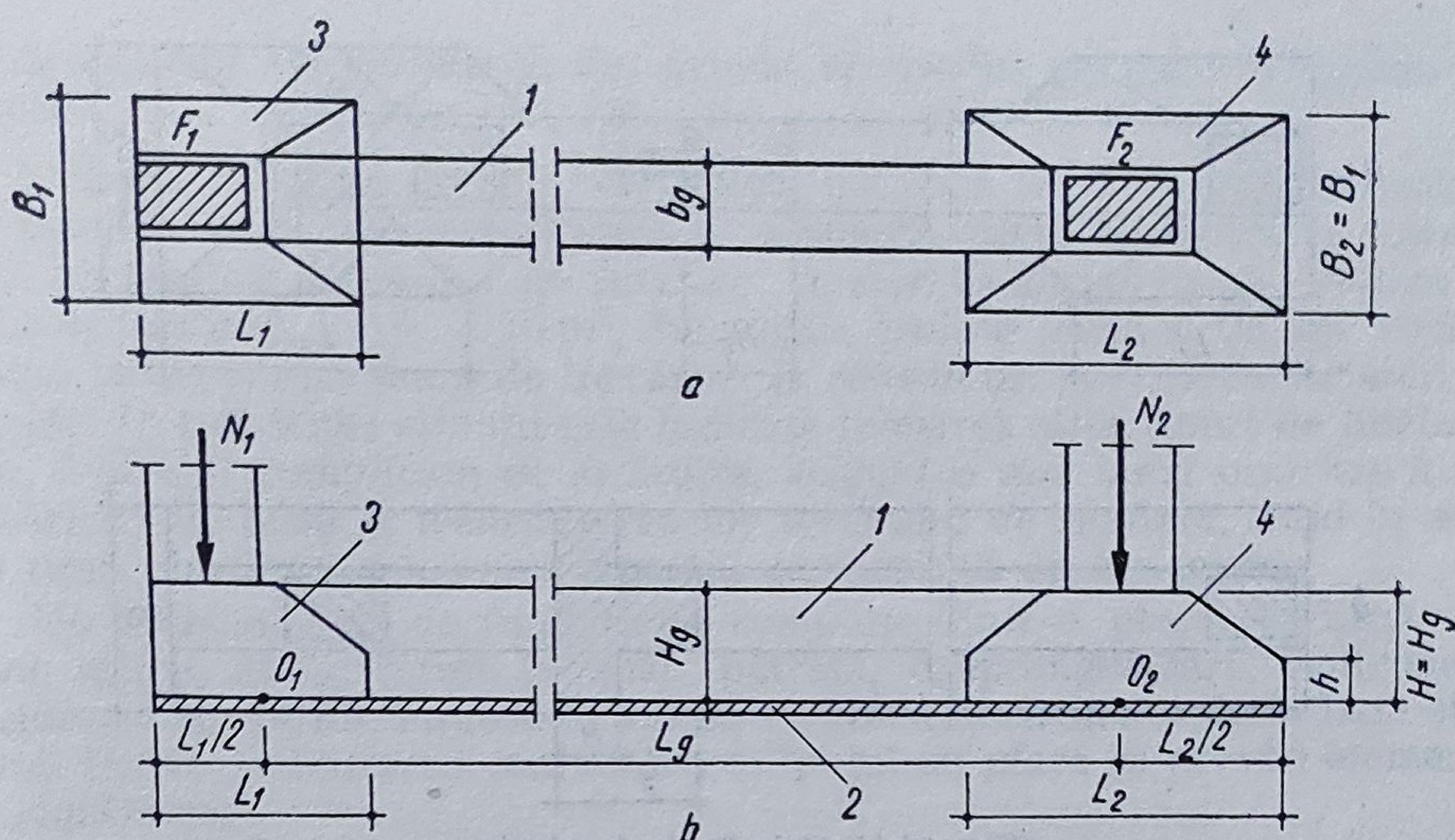


Fig. 14.43. Fundații izolate cu grindă de echilibrare:

a — vedere în plan; *b* — secțiune transversală; *1* — grindă de echilibrare; *2* — beton de egalizare; *3* — fundație excentrică față de stîlp; *4* — fundație centrică.

14.2.1.3. **Fundații izolate elastice cu grindă de echilibrare.** La proiectarea fundațiilor izolate elastice excentrice, atunci cînd structura nu poate prelua împingerea orizontală generată de conlucrarea fundației cu stîlpul și în cazurile în care nu se poate realiza o dimensionare economică a suprafeței de contact a fundației, fundațiile se leagă între ele prin intermediul unei grinzi din beton armat. Grinzile au rolul de rigidizare și de redistribuire a încărcărilor din stîlpi astfel încît să se obțină o uniformizare a presiunilor pe suprafața de contact a fundațiilor.

În mod obișnuit, grinda de echilibrare leagă între ele două fundații (fig. 14.43), fundația excentrică F_1 cu fundația centrică F_2.

Atunci cînd raportul dintre rigiditatea la încovoiere a grinzii K_{gr}, și cea a stîlpului K_{st} este mai mare ca 10, grinda de echilibrare este suficient de rigidă pentru a participa la transmiterea încărcărilor din stîlpi, către terenul de fundare, constituind împreună cu cele două fundații, o grindă de fundare a cărei alcătuire și calcul se fac ca pentru o fundație continuă elastică sub stîlpi. Suprafața de contact cu terenul poate fi de lățime variabilă sau de lățime constantă (fig. 14.44).

Dacă raportul celor două rigidități este mai mic ca 10, grinda nu mai prezintă rigiditatea necesară pentru a putea participa la repartizarea presiunilor efective către terenul de fundare, rolul acesteia rezumîndu-se numai la uniformizarea reacțiunilor terenului pe suprafața de contact a celor două fundații F_1 și F_2.

Grinda este solicitată la încovoiere din încărcările date de cele două fundații (fig. 14.45), armîndu-se ca atare.

Din condițiile de echilibru static, rezultă:

$$R_1 = N_1 \frac{L_g + e}{L_g}, \tag{14.68}$$

$$R_2 = \frac{N_2 L_g - N_1 e}{L_g}. \tag{14.69}$$

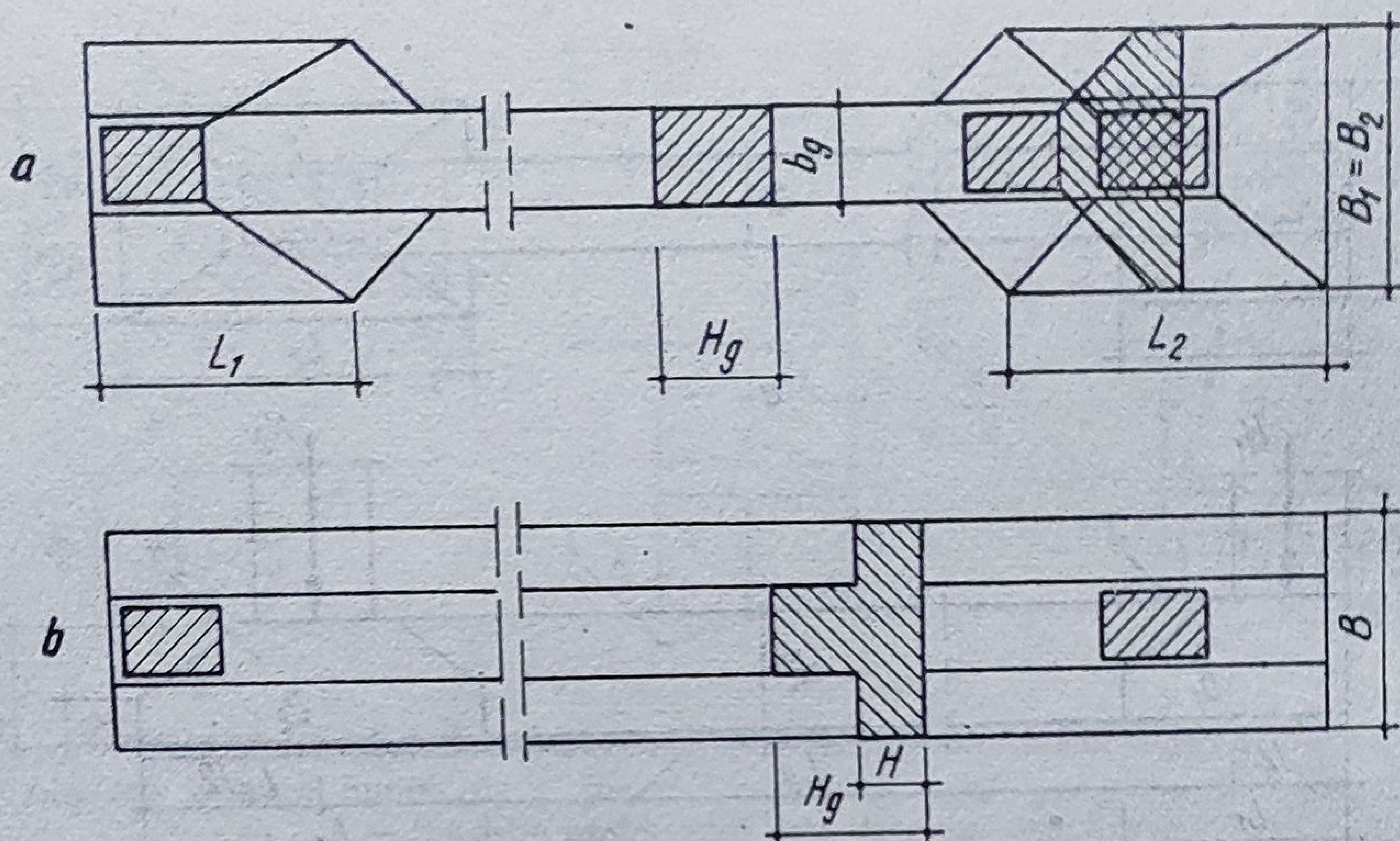


Fig. 14.44. Grindă de fundare:

a — cu lățime variabilă; *b* — cu lățime constantă.

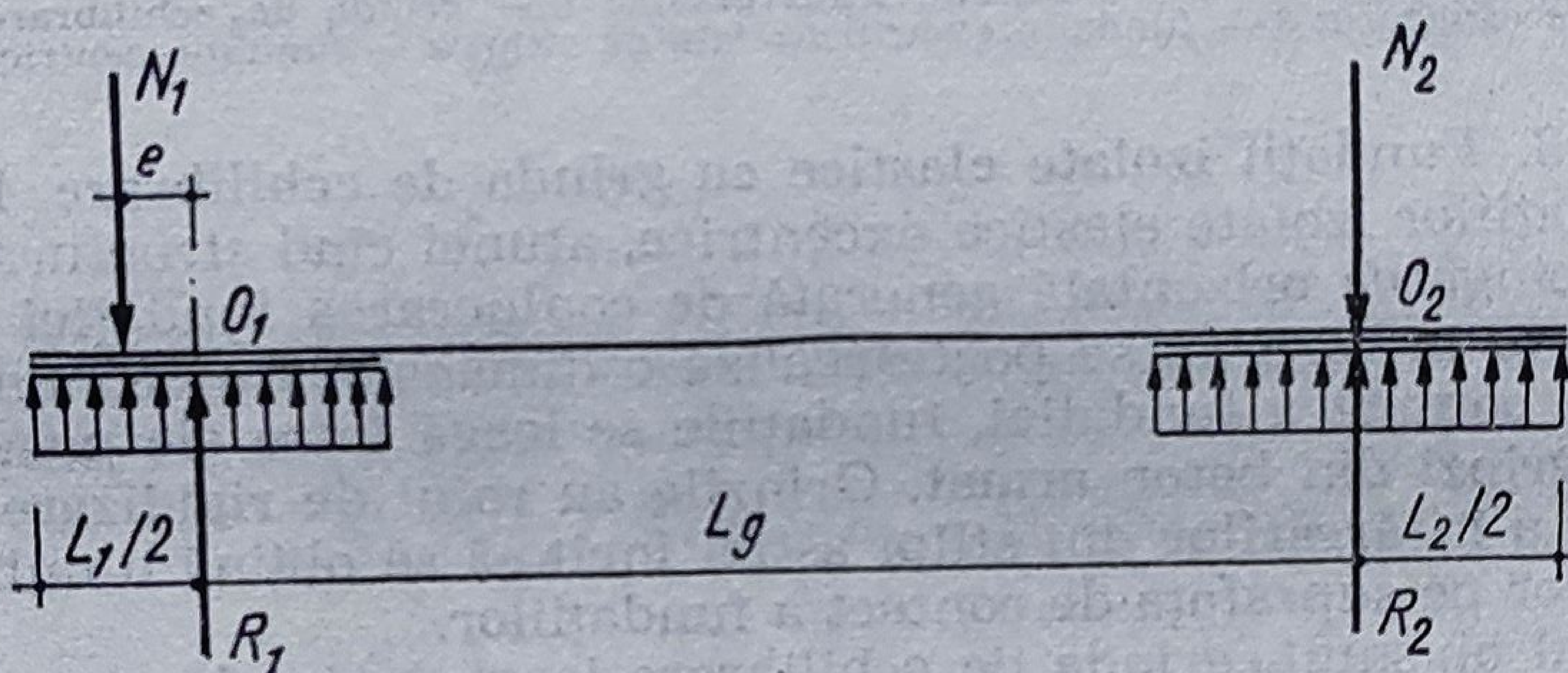


Fig. 14.45. Schema de calcul pentru grinda de echilibrare.

Dacă fundațiile F_1 și F_2 sînt solicitate și de momente încovoietoare M, reacțiunile R_1 și R_2 se modifică în consecință.

Avînd încărcările și reacțiunile determinate, se poate trasa diagrama de variație M și T după care se va arma grinda.

Reacțiunile R_1 și R_2, considerate uniform repartizate pe suprafața de contact a celor două fundații, conduc la stabilirea dimensiunilor în plan a acestora. Cum fundația F_2 are suprafața de contact dimensionată, se va lua și pentru F_1 dimensiunea $B_1=B_2$ și prin cîteva încercări se determină valoarea L_1, respectîndu-se condiția de capacitate portantă a terenului.

Se verifică dimensionarea, considerîndu-se și greutatea proprie a grinzii și a celor două fundații, cu relațiile:

$$p_{ef_1}=\frac{E_{1t}}{A_1B_1}\leqslant p_{tr}, \tag{14.70}$$

$$p_{ef_2}=\frac{E_{2t}}{A_2B_2}\leqslant p_{tr}.$$

Armarea tălpii celor două fundații se face cu bare avînd diametrul minim de 10 mm, PC 52, respectiv 12 mm, OB 37, dispuse în sens longitudinal, paralele cu dimensiunea L a fundației, iar paralel cu latura B se dispun minimum 3 ∅ 6/m.

Armăturile de rezistență din grindă se conduc pe toată lungimea L_1, respectiv L_2, a fundațiilor izolate.

14.2.1.4. **Fundații izolate sub sarcini mari.** În cazul stîlpilor cu solicitări mari la bază, din forțe axiale și momente, care, în raport cu capacitatea portantă a terenului de fundare, conduc la suprafețe de contact ce depășesc ordinul a 15 ... 16 m^2, fundațiile izolate elastice de tip obelisc conduc la un volum mare de lucrări și la consumuri specifice de materiale ridicate. În asemenea situații este indicată folosirea altor tipuri de fundații, care, deși mai complicate ca alcătuire, asigură o mai bună preluare a încărcărilor din stîlp și transmiterea lor terenului de fundare, fiind în același timp mai economice sub aspectul consumului de materiale.

Un asemenea tip de fundație se compune dintr-o placă de bază din beton armat, avînd forma în plan pătrată, dreptunghiulară, poligonală, circulară (fig. 14.46), impusă de excentricitatea încărcărilor de la baza stîlpului. Pentru asigurarea conlucrării stîlpului cu placa se prevăd elemente de rigidizare.

Mărimea suprafeței de contact a plăcii de bază se stabilește din condiția $p_{ef\ max} \leqslant \alpha p_{tr}$.

Se consideră placa încărcată cu reacțiunile terenului și rezemată pe contraforți, armîndu-se în consecință conform prescripțiilor de armare prezentate la fundația de tip obelisc. Grosimea minimă a plăcii de bază $h_p \geqslant 20$ cm. Contraforții se alcătuiesc constructiv, fiind astfel repartizați în plan, încît să asigure preluarea solicitărilor de la stîlp și transmiterea lor plăcii de bază (fig. 14.46). Grosimea minimă a contraforților se va lua : $\delta \geqslant (15 \ldots 20)$ cm, armîndu-se constructiv. Dimensiunile h_1 și a_1 ale contrafortului se vor lua de cel puțin 20 ... 30 cm. În cazul cînd stîlpul este

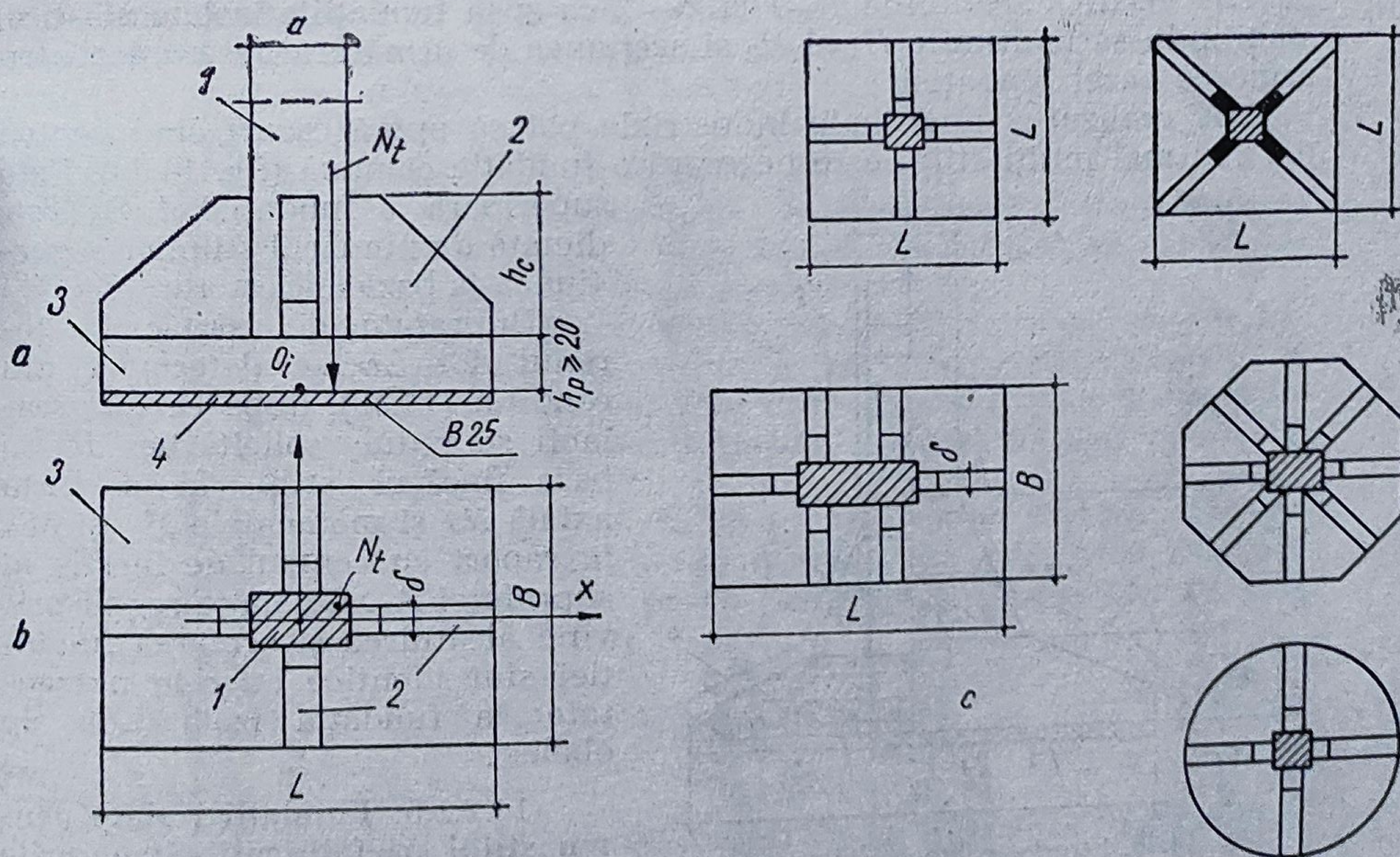


Fig. 14.46. Fundații izolate cu placă și contraforți : a — secțiune verticală; b — vedere în plan; c — diferite forme în plan; 1 — stîlp; 2 — contraforți; 3 — placă de bază; 4 — strat de egalizare.

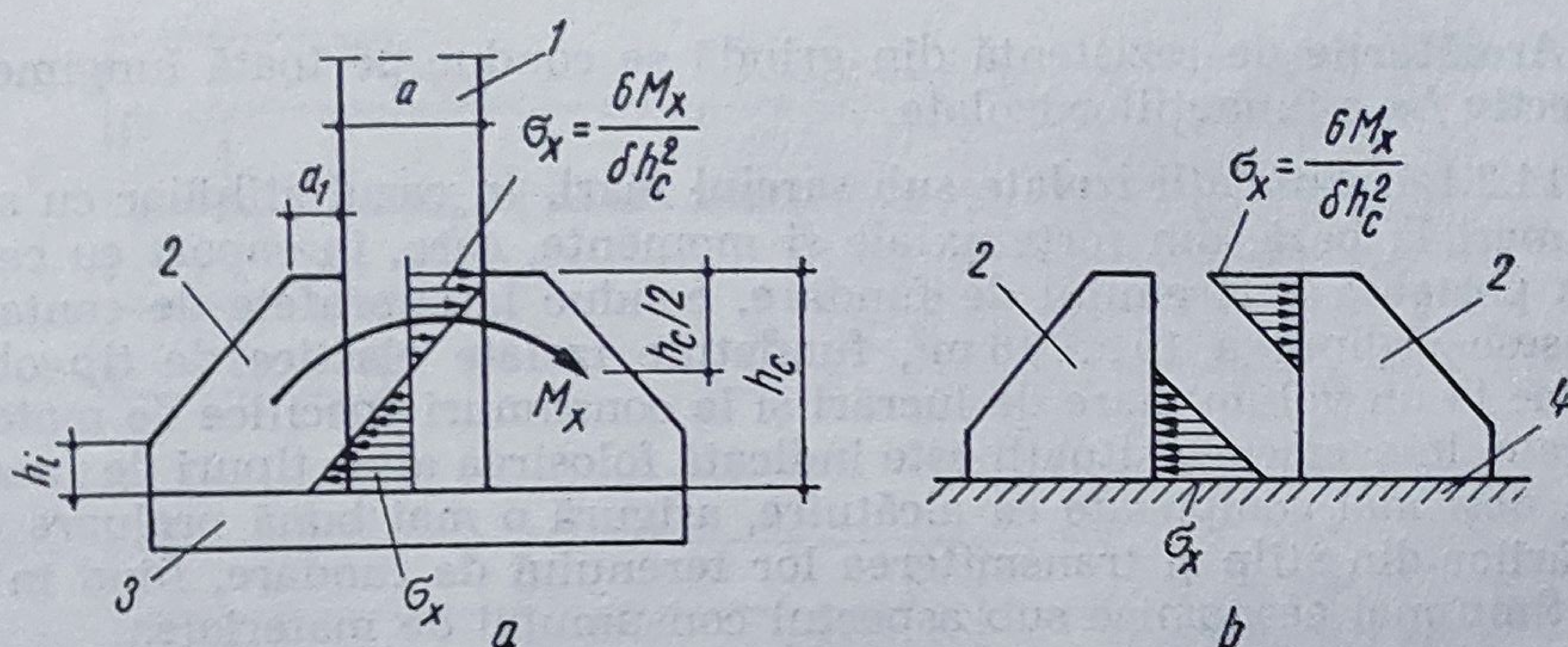


Fig. 14.47. Calculul contraforţilor :

a — acţiunea stîlpului asupra contraforţilor; *b* — schema de încărcare a contraforţilor; *1* — stîlp; *2* — contrafort; *3* — placă de bază; *4* — încastrarea contrafortului în placa de bază.

solicitat la bază de momente încovoietoare mari, se recomandă o verificare a contraforţilor considerîndu-i console scurte încastrate în placă. Contraforţii pe direcţia x se verifică la tensiunile σ_x, iar cei pe direcţia y, la tensiunile σ_y (fig. 14.47), date de :

$$\sigma_x = \frac{6M_x}{\delta h_c^2}; \quad \sigma_y = \frac{6M_y}{\delta h_c^2}. \tag{14.71}$$

Un alt tip de fundaţie pentru stîlpi cu sarcini mari, rezultă din fundaţia tip obelisc la care se produce o vutare a stîlpului spre placa de bază (fig. 14.48). Sistemul conduce la economie de beton şi reduce lungimea de flambaj a stîlpului.

Se verifică secţiunile *1—1* şi *2—2*, ca şi la fundaţiile izolate elastice, stabilindu-se înălţimile H_1 şi H_2 şi secţiunea de armătură necesară pentru armarea bazei fundaţiei.

La realizarea unor hale industriale pot să apară cazuri cînd pentru doi sau mai mulţi stîlpi este necesară o fundaţie comună (fig. 14.49). Faţa superioară a fundaţiei, $l_f b_f$, este dictată de numărul stîlpilor şi secţiunea la bază a acestora.

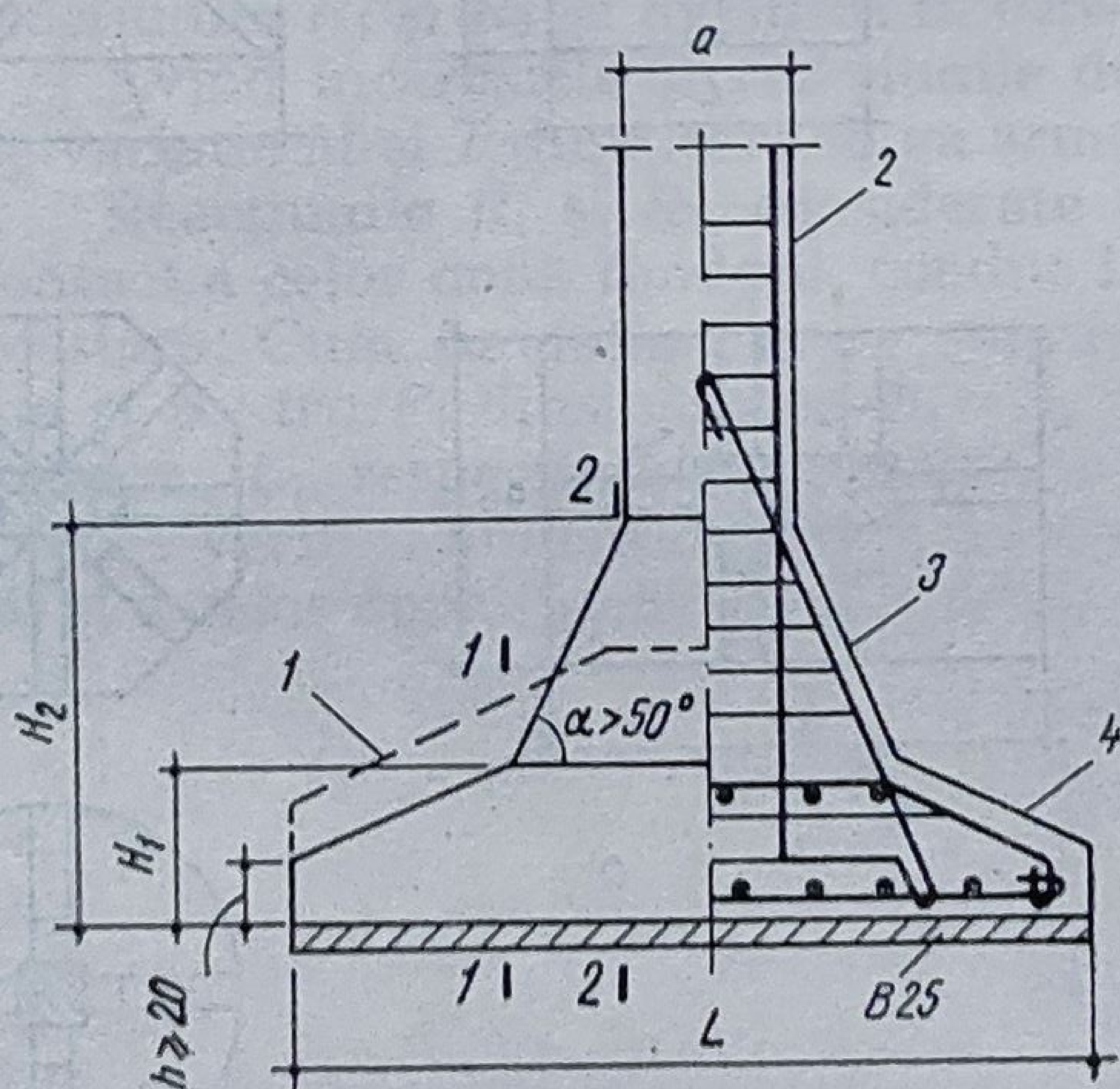


Fig. 14.48. Fundaţie izolată cu stîlpul vutat :

1 — fundaţie-obelisc; *2* — stîlp; *3* — vută; *4* — placă de bază.

Suprafaţa de contact cu terenul $A_c = LB$, se determină din condiţia (14.39), după ce în prealabil se reduc solicitările de la baza fiecărui stîlp, la o forţă axială N_t şi momentele M_x şi M_y în raport cu centrul de inerţie al suprafeţei A_c. Celelalte reguli privind alcătuirea şi armarea fundaţiei sînt identice cu cele prezentate la fundaţia izolată de tip obelisc.

14.2.1.5. **Fundaţii izolate pentru stîlpi prefabricaţi.** Structurile de rezistenţă cu stîlpi prefabricaţi impun o soluţie de fundare care să asigure legătura dintre stîlp şi

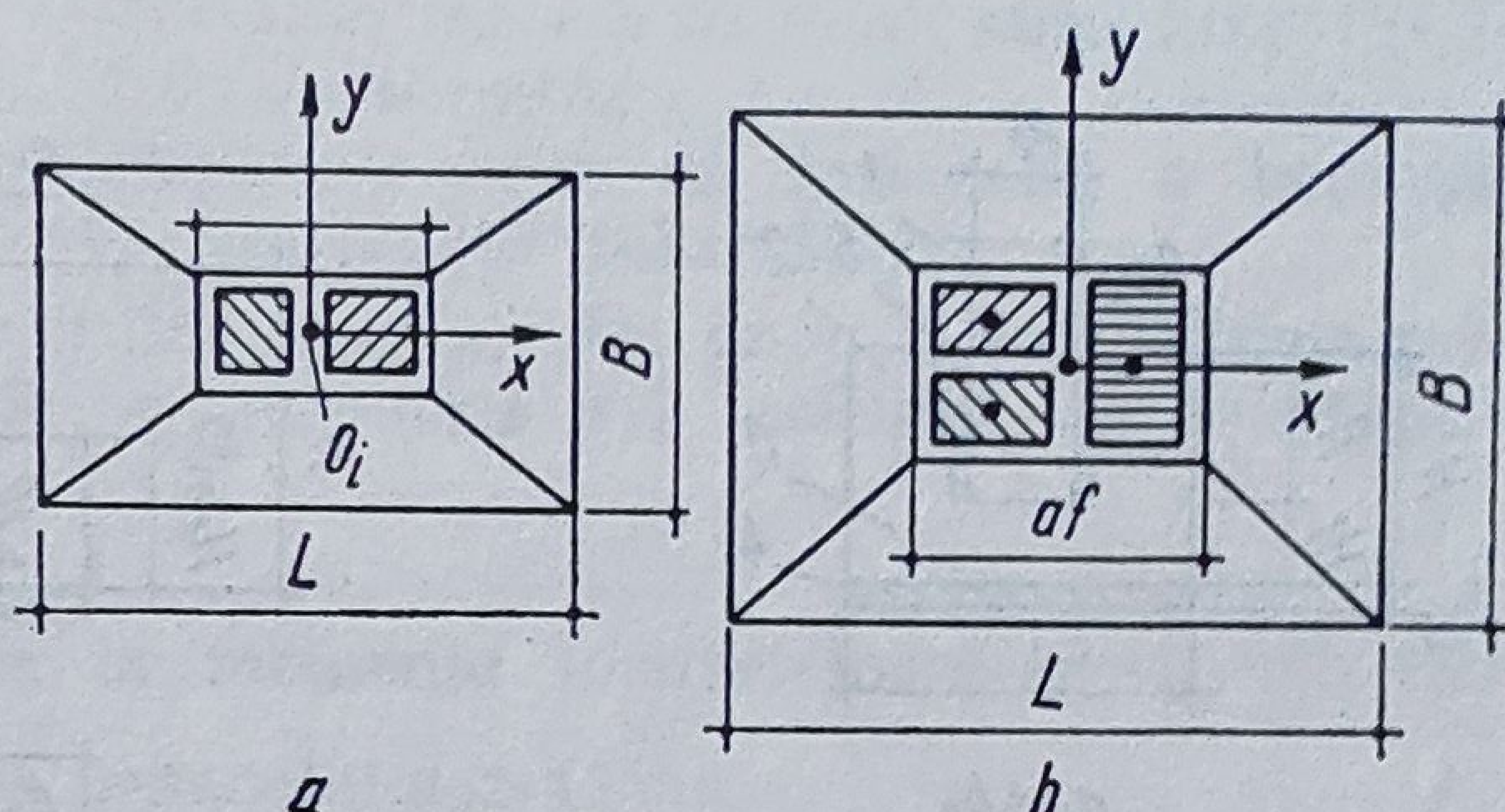


Fig. 14.49. Fundație izolată elastică pentru mai mulți stîlpi:
a — pentru doi stîlpi; *b* — pentru trei stîlpi.

teren. În țara noastră este folosită pe scară largă fundația izolată tip pahar, care poate fi realizată prefabricat sau turnată monolit pe șantier. Se cunosc și alte soluții care urmăresc reducerea consumurilor specifice de materiale în paralel cu industrializarea și tipizarea lucrărilor pentru fundații.

Fundația izolată tip pahar are un gol în formă de pahar, care permite fixarea stîlpului prefabricat în fundație. Funcție de încărcări și de natura terenului de fundare, pot fi de mai multe tipuri (fig. 14.50).

Dimensiunile golului paharului în raport cu secțiunea stîlpului, se aleg astfel ca distanța dintre stîlp și fața interioară a paharului să fie de 5 . . . 6 cm la baza stîlpului și de 8 . . . 12 cm la partea superioară. Spațiul creat este necesar pentru a putea centra stîlpul și apoi pentru a-l rigidiza prin betonare cu beton de marcă B 200 sau minimum marca betonului din pahar.

Suprafața de contact a fundației se determină astfel încît să nu fie depășită capacitatea portantă a terenului. Talpa fundației se va arma ca și fundația izolată elastică, la momentele determinate prin metoda trapezului, sau constructiv, cu procentul minim de armare de 0,05%, față de secțiunea de încastrare de la marginea stîlpului de înălțime H_p+H_f. Se verifică și secțiunea corespunzătoare înălțimii H_1 (fig. 14,50, *b* și *c*). Înălțimea la marginea fundației se va lua $h \geqslant 20$ cm, iar $H_1 \geqslant 30$ cm. Dacă rezultă $H_1 > 50$ cm se adoptă forma din figura 14.50, *c*.

Pentru calculul pereților paharului se consideră solicitările corespunzătoare mijlocului înălțimii acestuia (fig. 14.51), iar stîlpul se dimensionează la solicitările de la fața superioară a paharului.

Presiunile σ stabilite în ipoteza din figura 14.51, *b* sau *c*, vor acționa paharul pe înălțimea $H_p/2$ și pe lățimea *b*. Se verifică pereții paharului la compresiune și încovoiere din solicitările date de presiunile σ, considerîndu-se pereții paharului ca un cadru închis, de grosime $a_{pm} = b_{pm}$, de unde rezultă $a_p = b_p$ și H_p.

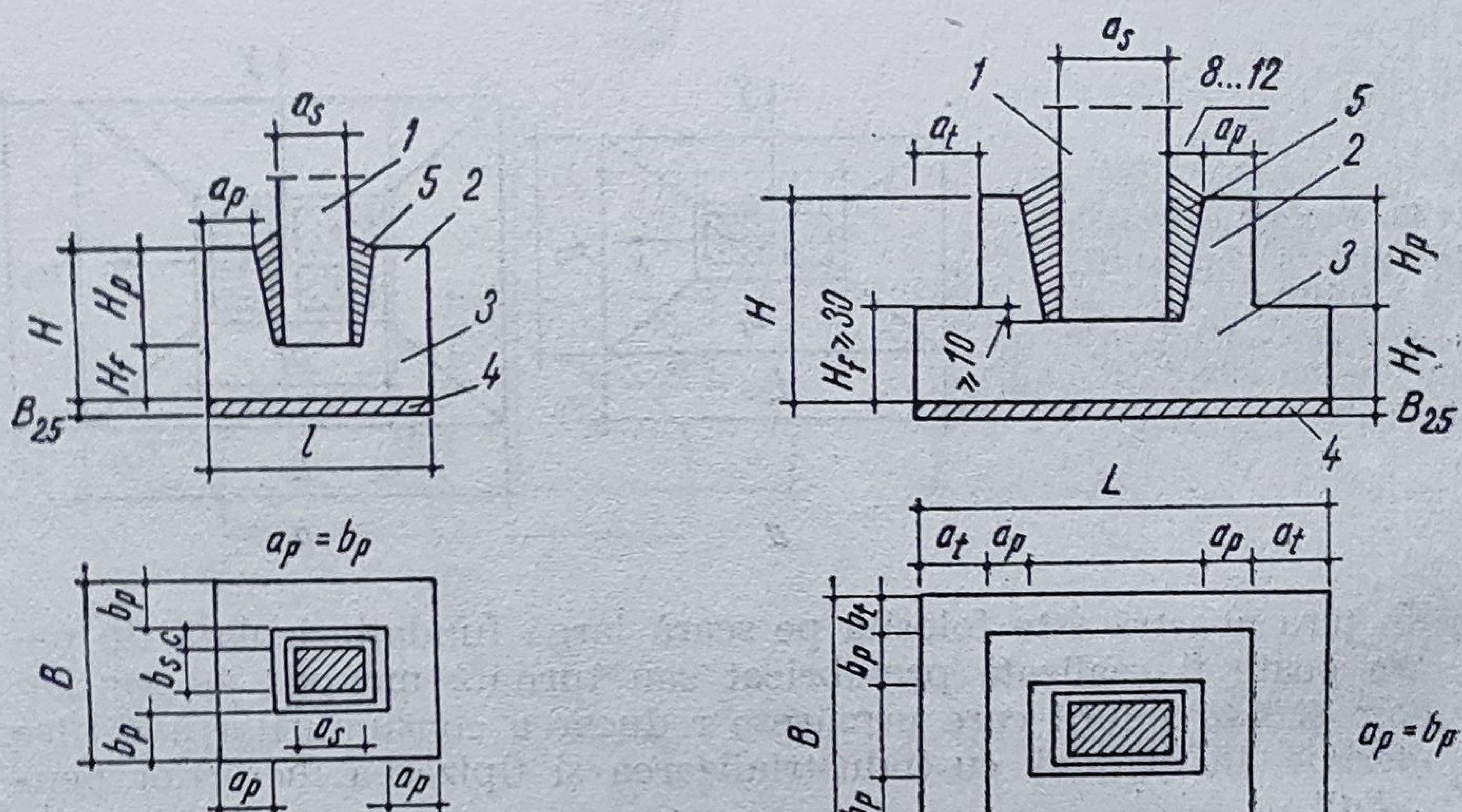
Normativul în vigoare recomandă să se suprapună efectul momentului din stîlp (fig. 14.51, *b*) cu efectul de conlucrare dintre baza stîlpului și fundul paharului (fig. 14.51, *a*), pereții acestuia trebuind să satisfacă relația

$$M - N\frac{a_s}{3} \leqslant 1{,}4\ a_{pm}H_p^2R_t, \tag{14.72}$$

în care:

M și N reprezintă valorile de calcul în secțiunea de încastrare a stîlpului, adică la $H_p/2$;

$a_{pm} = b_{pm}$ — grosimea medie a paharului (fig. 14.50, *c*);



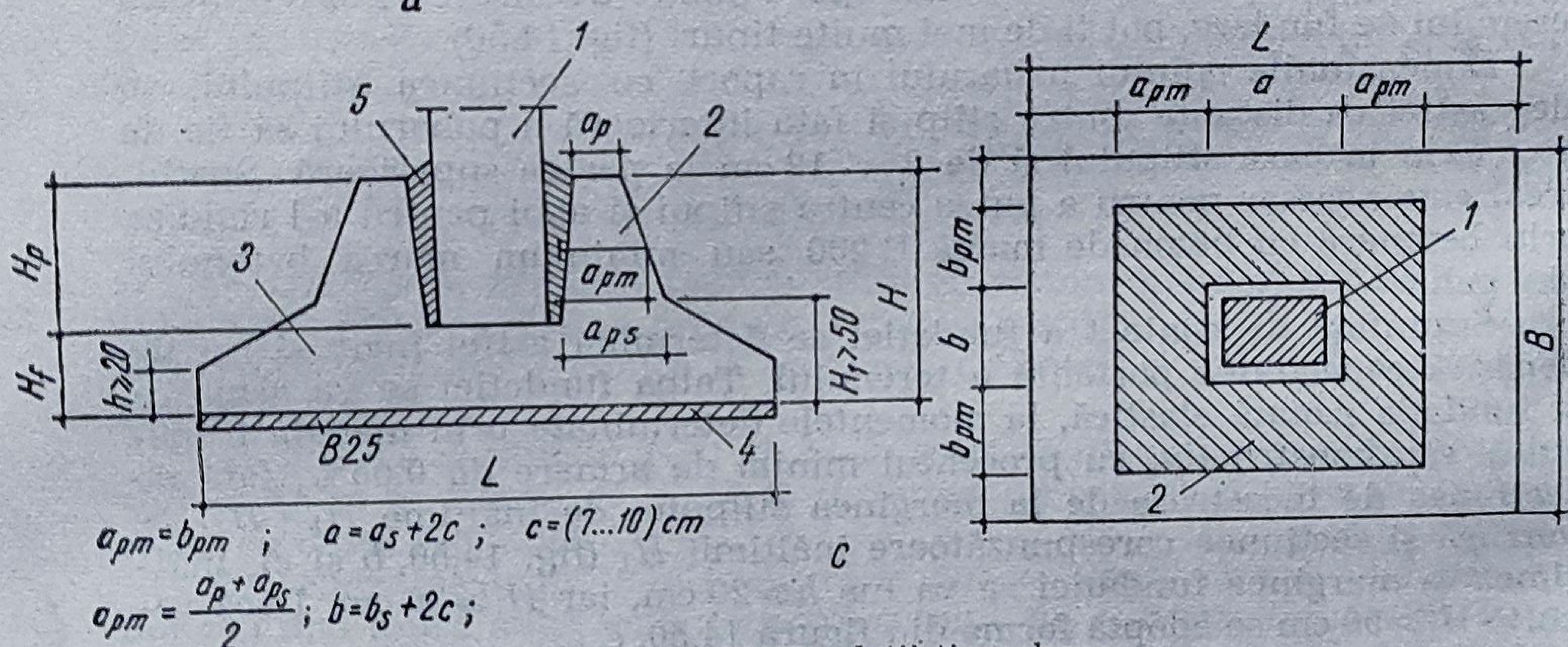


Fig. 14.50. Fundaţii tip pahar :
a — simplă; *b* — cu treaptă; *c* — obelisc; *1* — stîlp; *2* — pereţii paharului; *3* — placă de bază; *4* — strat de egalizare; *5* — beton de rigidizare.

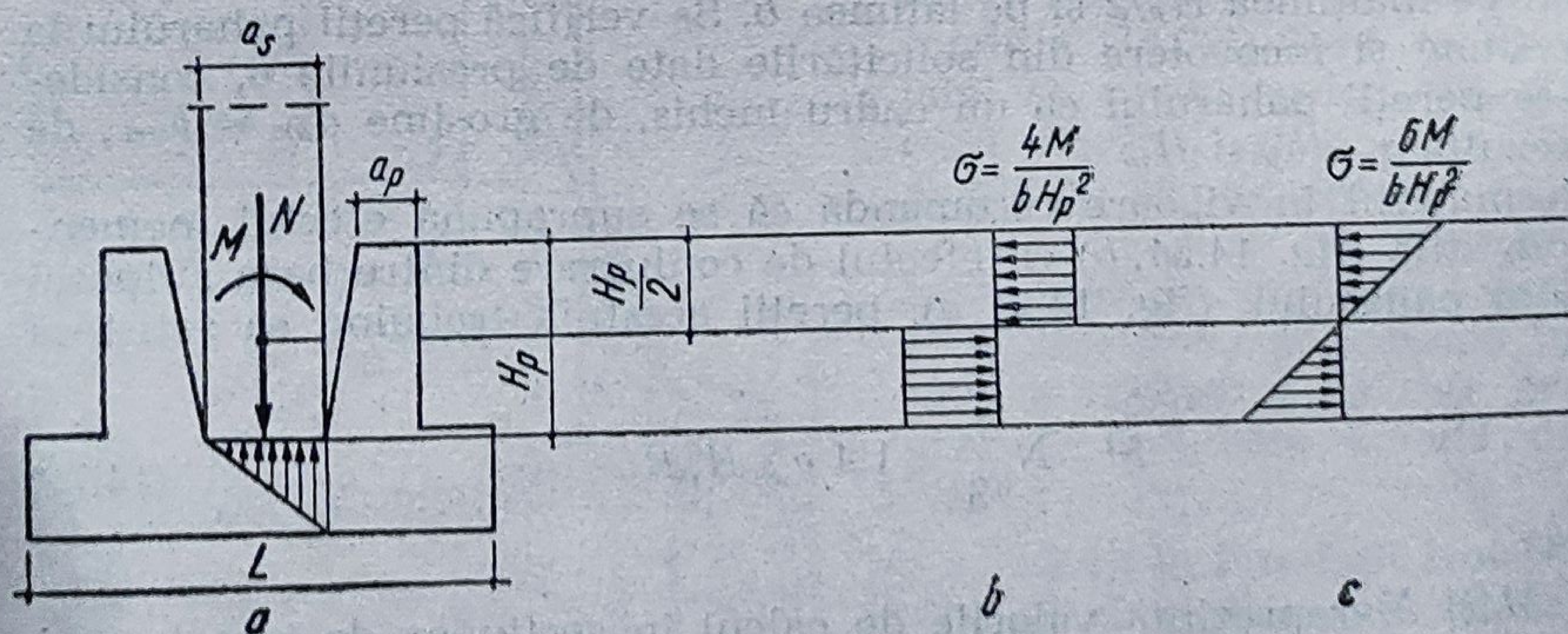


Fig. 14.51. Schema de calcul a pereţilor paharului :
a — schema încărcărilor; *b* şi *c* — diagramele solicitărilor.

a_s — dimensiunea mare a secțiunii stîlpului ;
H_p — înălțimea paharului ;
R_t — rezistența de calcul la întindere, a betonului armat din pereții paharului.

Dacă din relația 14.72 rezultă : $a_{pm} \leqslant 0{,}5b$, unde b este lățimea golului paharului, $b = b_s + 2c$, se va amplifica a_{pm} calculat, cu coeficientul $\left(1{,}5 - \frac{a_{pm}}{b}\right)$.

Pentru pahare solicitate la momente încovoietoare mici, sau cînd $N\frac{a_s}{3} > M$, se va lua grosimea paharului $a_p \geqslant 15$ cm.

Pentru a se evita străpungerea fundului paharului, se impune

$$H_f \geqslant \frac{N_0}{U R_t}, \tag{14.73}$$

în care :

N_0 este forța axială de calcul a stîlpului, sub acțiunea tuturor încărcărilor care pot să intervină înainte de întărirea monolitizării stîlpului cu paharul ;
U — perimetrul secțiunii bazei stîlpului ($U = 2(a_s + b_s)$).

Grosimea fundului paharului H_f se ia de cel puțin 15 cm.

Înălțimea paharului H_p trebuie astfel stabilită încît să asigure ancorarea armăturilor longitudinale din stîlp, pornind de la fața superioară a paharului și să satisfacă condiția

$$H_p + H_f \geqslant \frac{N}{U R_t^n}, \tag{14.74}$$

condiție care dimensionează în majoritatea cazurilor H_p,
unde :

N este forța axială maximă de calcul a stîlpului, rezultată din considerarea diferitelor grupări de încărcări ;
R_t^n — rezistența normată la întindere a betonului.

Se mai recomandă ca

$$H_p = (2{,}5 \ldots 3{,}0)\, a_p. \tag{14.75}$$

La armarea pereților paharului se folosesc bare individuale sau plase sudate, respectîndu-se condițiile :

— diametrul minim al armăturilor individuale va fi de 10 mm. La folosirea plaselor sudate se admite ∅ 8 la barele verticale ;

— distanța dintre armăturile orizontale, a_{ao}, să fie de cel mult 15 cm, începînd de la fața superioară a paharului pînă la $H_p/2$;

— paharele, puțin solicitate, la care $a_p < 25$ cm, pot fi armate numai la partea superioară, asigurîndu-se cel puțin 3 bare orizontale și barele verticale necesare montajului ;

— pentru paharele la care $a_p > 30$ cm se recomandă armarea cu oțel PC, iar în cazul cînd $a_p > 45$ cm, bare cu diametrul minim de 12 mm.

Pentru paharele foarte puternic solicitate, la care grosimea peretelui $a_p > 45$ cm, se recomandă verificarea cantității de armătură din pereți, cu relațiile :

$$A_{a0} \geqslant \frac{0{,}5 a_{pm} R_t a_{a0}}{R_a} \quad \text{și} \quad A_{av} = \frac{0{,}05}{100} a_{pm} a_{av}, \tag{14.76}$$

în care :

A_{ao} și A_{av} este aria secțiunii transversale a unei armături orizontale, respectiv verticale ;

a_{ao}, a_{av} — distanța pe verticală între armăturile orizontale, și respectiv distanța pe orizontală între armăturile verticale ;

R_a — rezistența de calcul a armăturii.

În figura 14.52 se prezintă armarea fundației pahar.

Alte tipuri de fundații pentru stîlpi prefabricați. Pentru a se evita executarea betoanelor turnate pe șantier, urmărindu-se în același timp și reducerea consumului de oțel-beton, fundația tip pahar poate fi înlocuită

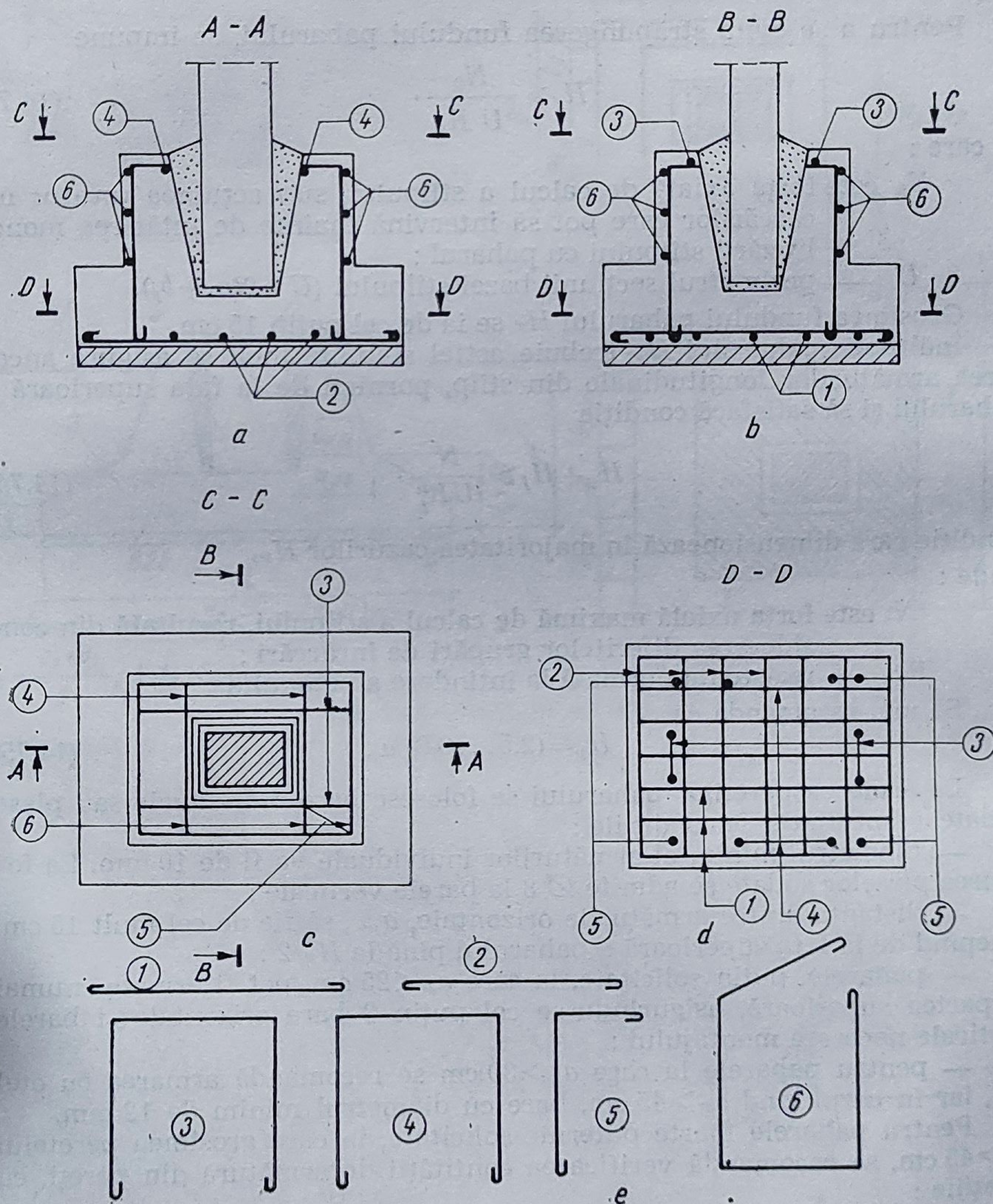


Fig. 14.52. Detalii de armare a fundației pahar :
a și *b* — secțiuni verticale; *c* și *d* — secțiuni orizontale; *e* — forma armăturilor: ① . . . ⑥ — diferite armături.

cu o fundaţie alcătuită dintr-un bloc din beton simplu, care se toarnă direct în săpătură şi un guler prefabricat (fig. 14.53).

Blocul din beton simplu se proiectează similar cu blocul din beton al unei fundaţii izolate rigide.

Dimensiunile gulerului prefabricat se stabilesc similar cu dimensiunile paharului de la fundaţia pahar. Grosimea peretelui a_{pm}, ce va rezulta aplicînd relaţia 14.72, se sporeşte cu 10% dacă se asigură ancorarea gulerului în blocul din beton simplu şi cu 20% dacă nu se asigură această ancorare.

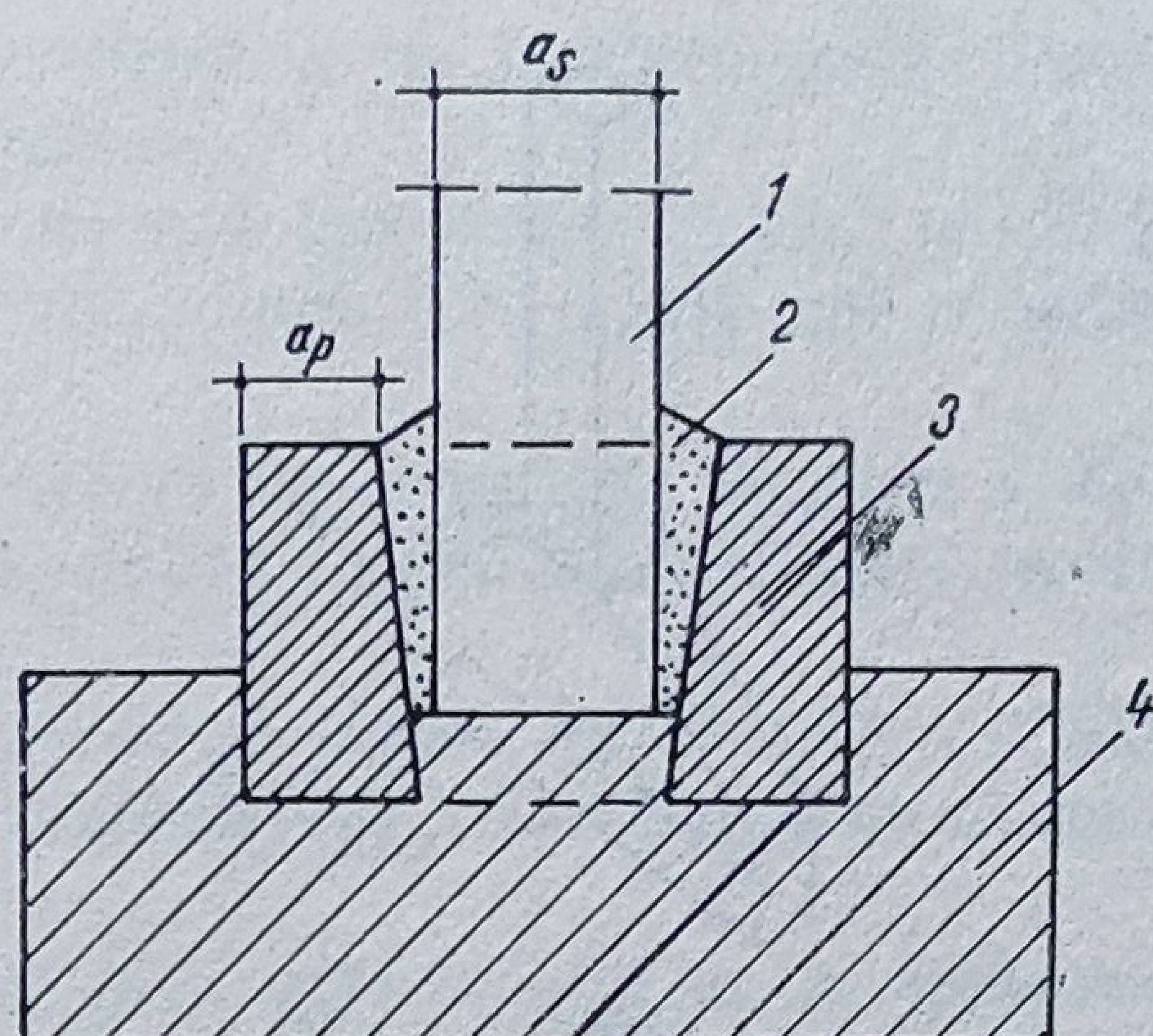


Fig. 14.53. Fundaţie cu guler prefabricat: *1* — stîlp; *2* — beton de monolitizare; *3* — guler prefabricat; *4* — bloc din beton monolit.

În cazul stîlpilor cu încărcări mari la bază, talpa fundaţiei, poate fi realizată monolit, fiind prevăzută la bază cu armături de rezistenţă ca fundaţia tip pahar.

O altă soluţie pleacă de la ideea înlocuirii paharului cu un stîlp evazat la bază, cu două console scurte, în direcţia laturii mari a secţiunii stîlpului în forma unui teu şi cu un pahar liniar independent. Se obţine o fundaţie dublu T (fig. 14.54), compusă din: traversa *2*, care face corp comun cu stîlpul *1*, realizîndu-se simultan; paharul liniar *3*, prefabricat ca element independent; blocul *4*, din beton simplu, care face legătura cu terenul şi care se toarnă direct în săpătură.

Sub aspect tehnologic şi de montaj, fundaţia poate fi realizată în două variante (fig. 14.54, *a* şi *b*).

Blocul din beton simplu se dimensionează ca în cazul fundaţiilor rigide, aplicîndu-se condiţia $\operatorname{tg} \alpha = H_4/l \geq \operatorname{tg} \alpha_a$ (fig. 14.55, *a*), din care rezultă înălţimea blocului H_4, ce se va lua de cel puţin 45 cm. În cazul cînd condiţiile de teren conduc la o înălţime $H_4 > 60$ cm, blocul poate fi realizat şi în trepte, avîndu-se însă în vedere dimensiunile geometrice ale elementelor *2* şi *3*.

În vederea dimensionării elementelor *2* şi *3* solicitările de la baza stîlpului se vor repartiza astfel (fig. 14.55, *b*):

— momentul M_2 de la baza stîlpului, care acţionează paralel cu lungimea L_2 a corpului *2*, este preluat de acesta;

— momentul M_3 de la baza stîlpului, care acţionează paralel cu lungimea L_3 a paharului liniar *3*, este preluat de paharul *3*;

— forţa axială de la baza stîlpului N se distribuie corpurilor *2* şi *3*, proporţional cu suprafeţele de contact ale acestora S_2 şi S_3 cu blocul din beton simplu *4*, în componentele N_2 şi N_3, folosind expresiile:

$$N_2 = N \frac{S_2}{S_2 + S_3} \quad \text{si} \quad N_3 = N \frac{S_3}{S_2 + S_3}. \tag{14.77}$$

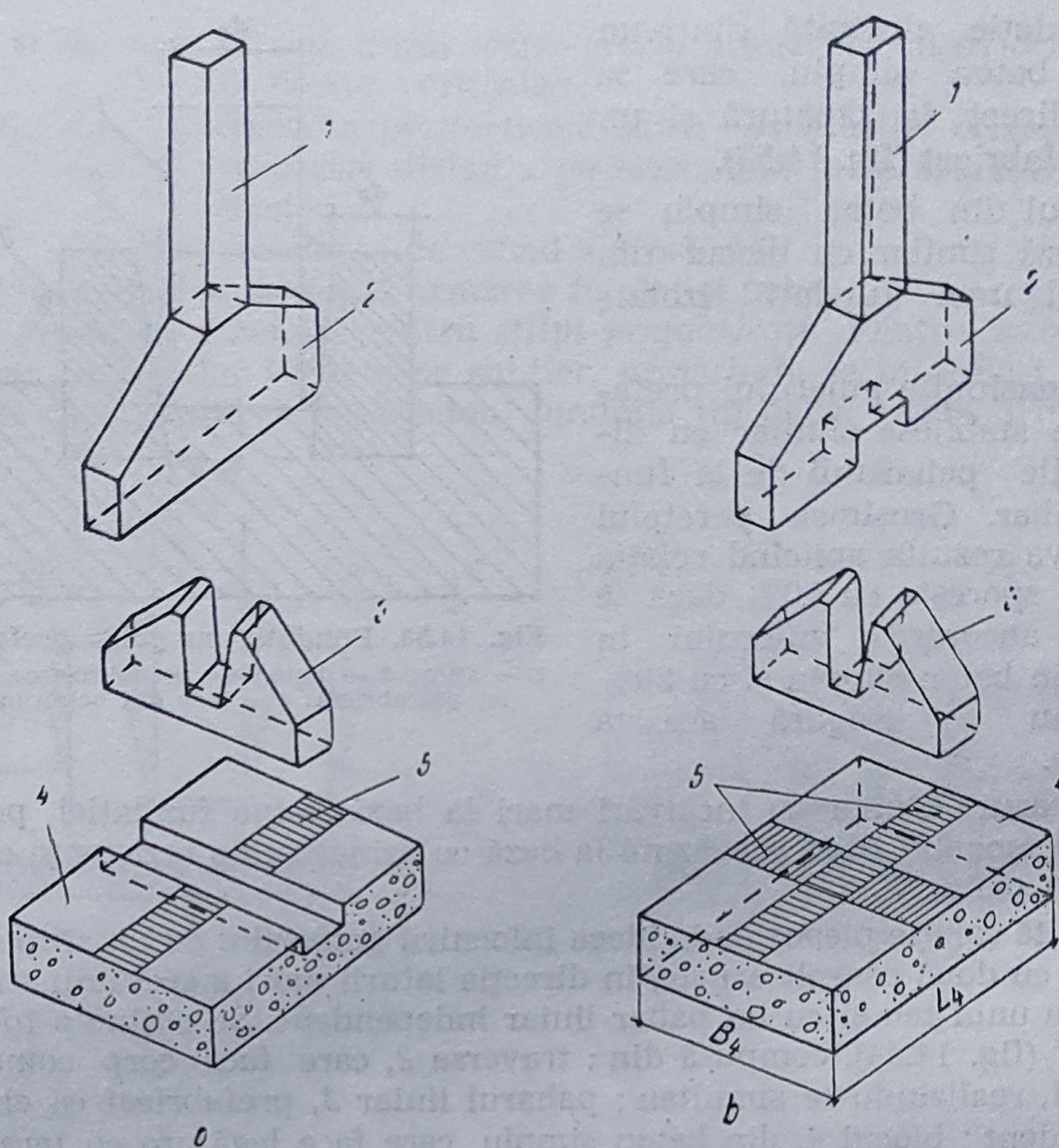


Fig. 14.54. Fundație tip dublu T:

a și *b* — variante de montaj; *1* — stîlp; *2* — traversă realizată odată cu stîlpul; *3* — pahar liniar; *4* — bloc din beton simplu; *5* — mortar de poză.

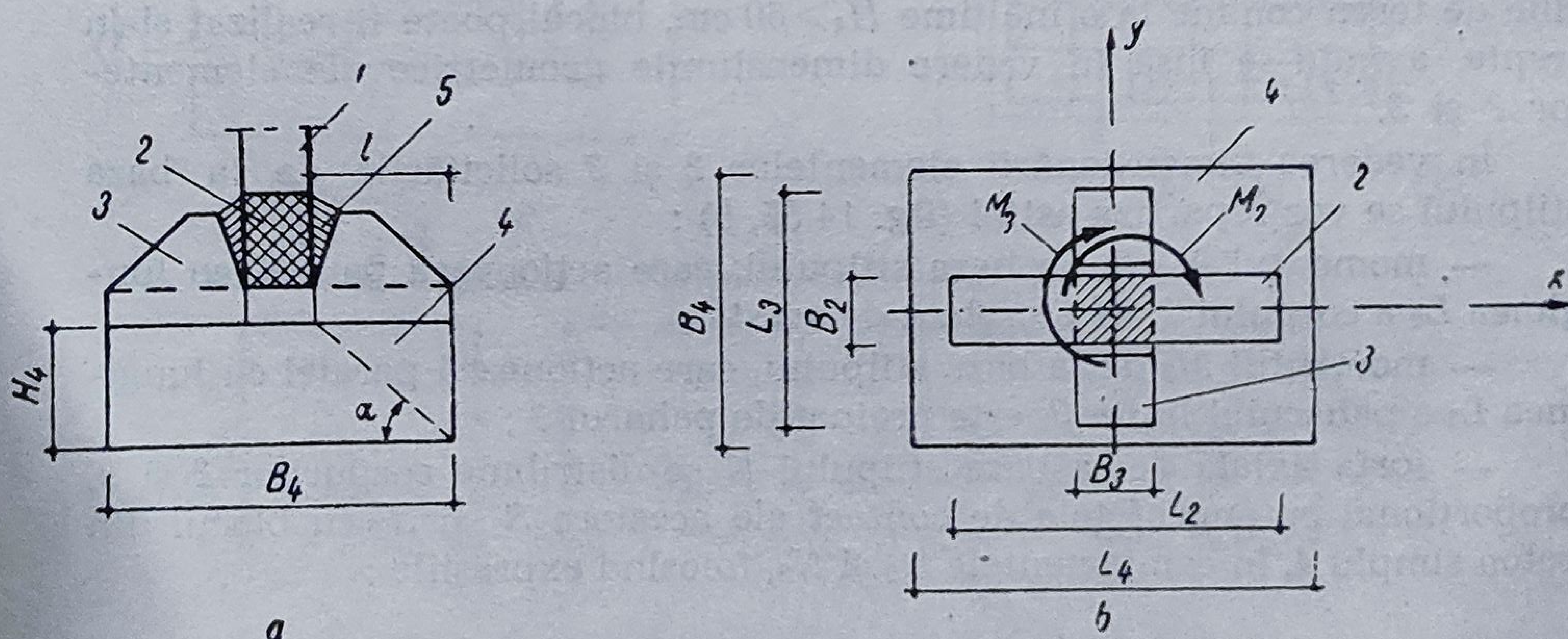


Fig. 14.55. Schema de calcul a fundației dublu T:

a — stabilirea înălțimii H_4 a blocului din beton simplu; *b* — schema de încărcare a corpurilor *2* și *3*; *1* — stîlp; *2* — traversă; *3* — pahar liniar; *4* — bloc din beton simplu; *5* — beton de rigidizare a corpurilor *2* cu *3*.

Fundația prefabricată dublu T, comparată cu fundația pahar, prezintă mai multe avantaje tehnico-economice :

— consumul de materiale deficitare este mai scăzut cu pînă la : 20% la ciment ; (7 . . . 10)% la oțel-beton ; (20 . . . 25)% la agregate ; (80 . . . 90)% la materialul lemnos folosit la cofraje ;

— se elimină total pe șantier lucrările de armare și betonare a elementelor din beton armat în fundații, ele fiind realizate prefabricat și de calitate mai bună ;

— timpul necesar realizării fundației pe șantier este cu (70 . . . 75)% mai mic față de cel necesar realizării fundației tip pahar. Se reduce în consecință și manopera pe șantier ;

— se pretează la industrializarea prin prefabricare și la tipizarea fundațiilor.

Avantajele pe care le prezintă fundația tip dublu T sînt cu atît mai pronunțate cu cît raportul dintre momentul încovoietor și forța axială de la baza stîlpului este mai mic.

În figura 14.56 se arată modul de armare a corpului *2* și a paharului liniar *3*.

O altă variantă constă din două corpuri prefabricate *3* (fig. 14.57) solidarizate de traversa *2* a stîlpului *1*, prin buloanele *4*.

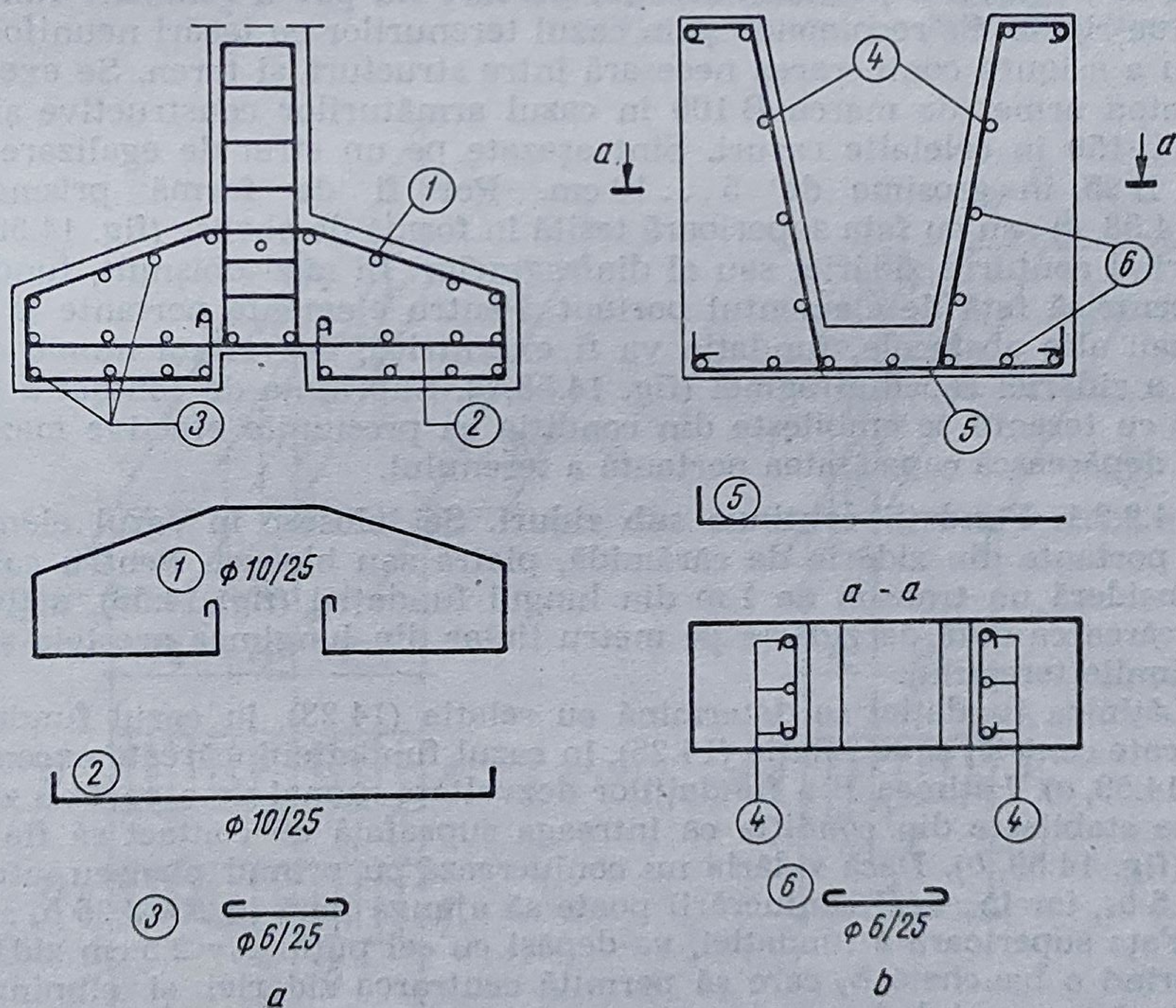


Fig. 14.56. Detalii de armare a fundației dublu T din figura 14.55 :
a — armarea traversei; *b* — armarea paharului liniar; ① — bare de montaj; ②, ④ și ⑤ — bare de rezistență; ③ și ⑥ — agrafe.

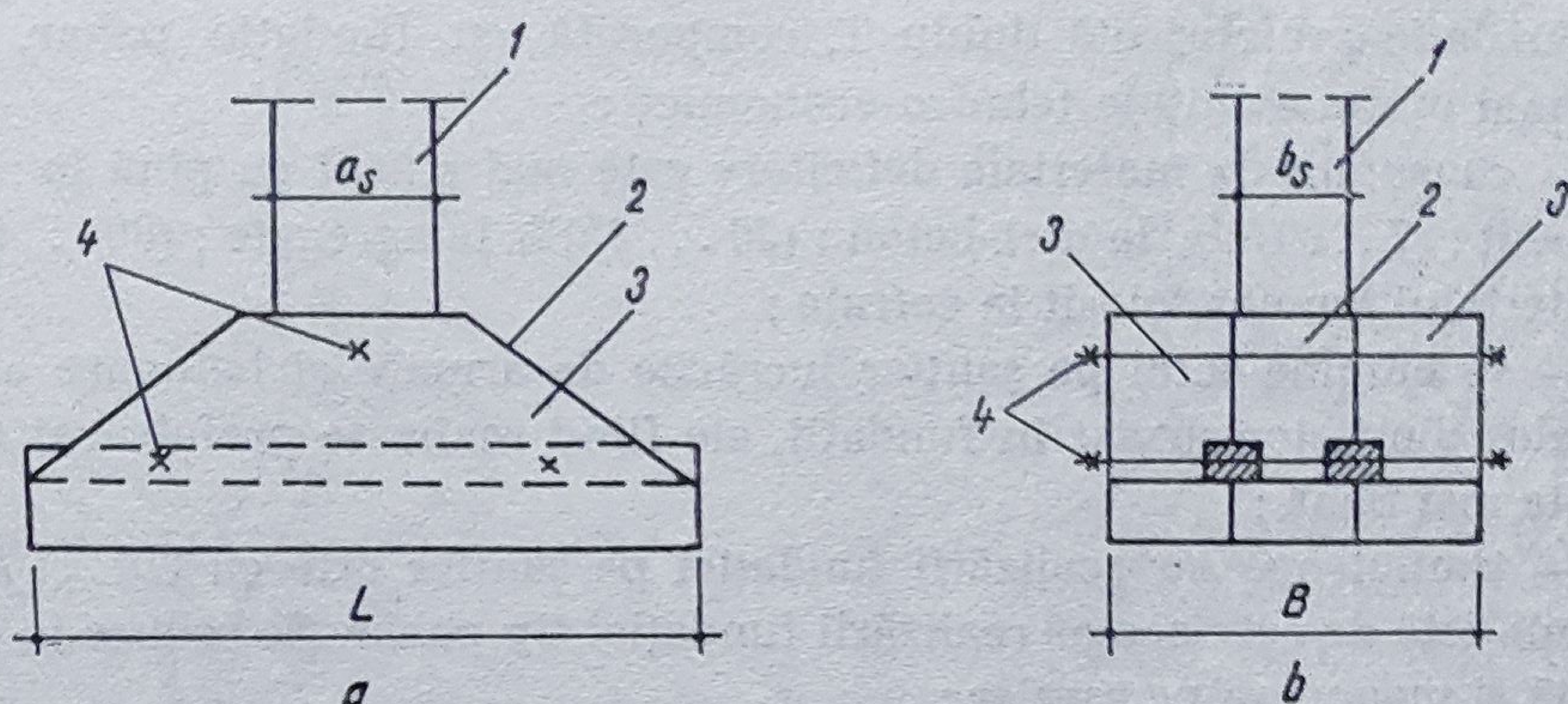


Fig. 14.57. Fundație prefabricată simplu T cu două corpuri prefabricate atașate lateral :

a și *b* — vederi laterale în raport cu latura mare *L* și latura mică *B* ale fundației; *1* — stîlp; *2* — traversă realizată solidar cu stîlpul; *3* — elemente prefabricate laterale; *4* — buloane de solidarizare a elementelor *3* de traversa *2*.

14.2.2. FUNDAȚII CONTINUE ELASTICE SUB ZIDURI ȘI DIAFRAGME

Acest sistem de fundare se adoptă atunci cînd elementele portante, ziduri sau diafragme, transmit sarcini mari fundațiilor amplasate pe terenuri cu capacitate portantă scăzută pe care nu pot fi realizate fundații continue rigide. Se recomandă și în cazul terenurilor cu tasări neuniforme, pentru a asigura conlucrarea necesară între structură și teren. Se execută din beton armat de marca B 100 în cazul armăturilor constructive și cel puțin B 150 în celelalte cazuri. Sînt așezate pe un strat de egalizare din beton B 25, în grosime de 5...10 cm. Pot fi de formă prismatică (fig. 14.58, *a*) sau cu fața superioară teșită în formă de obelisc (fig. 14.58, *b*), urmărind conturul zidăriei sau al diafragmelor. În mod obișnuit, fundația este centrică față de elementul portant. Pentru elemente portante la calcan, sau alte obstacole, fundația va fi excentrică, dezvoltată numai de o parte a zidăriei sau diafragmei (fig. 14.58, *c*). Suprafața de contact a fundației cu terenul se stabilește din condiția ca presiunile efective maxime să nu depășească capacitatea portantă a terenului.

14.2.2.1. **Fundații continue sub ziduri.** Se folosesc în cazul elementelor portante din zidărie de cărămidă, piatră sau blocuri. Pentru calcul, se consideră un tronson de 1 m din lungul fundației (fig. 14.59), acționat de încărcarea dată de zidărie pe metru liniar din lungimea acesteia și de reacțiunile terenului.

Lățimea fundației se determină cu relația (14.23), în cazul fundației încărcate centric, și cu relația (14.26), în cazul fundației încărcate excentric (fig. 14.59, *a*). Lățimea *B* a fundațiilor dezvoltate numai de o parte a zidăriei se stabilește din condiția ca întreaga suprafață de contact să fie activă (fig. 14.59, *b*). Dacă zidăria nu conlucrează cu primul planșeu, atunci $B \leq 1,5\, b_z$, iar în cazul conlucrării poate să ajungă pînă la $B \leq 2,25\, b_z$.

Fața superioară a fundației, va depăși cu cel puțin $c_o = 2,5$ cm zidăria, asigurînd o banchetă b_f care să permită centrarea zidăriei și eliminarea eventualelor erori de la trasarea și executarea fundației :

$$b_f = b_z + 2c_o, \tag{14.78}$$

unde $c_o = (5\ldots10)$ cm.

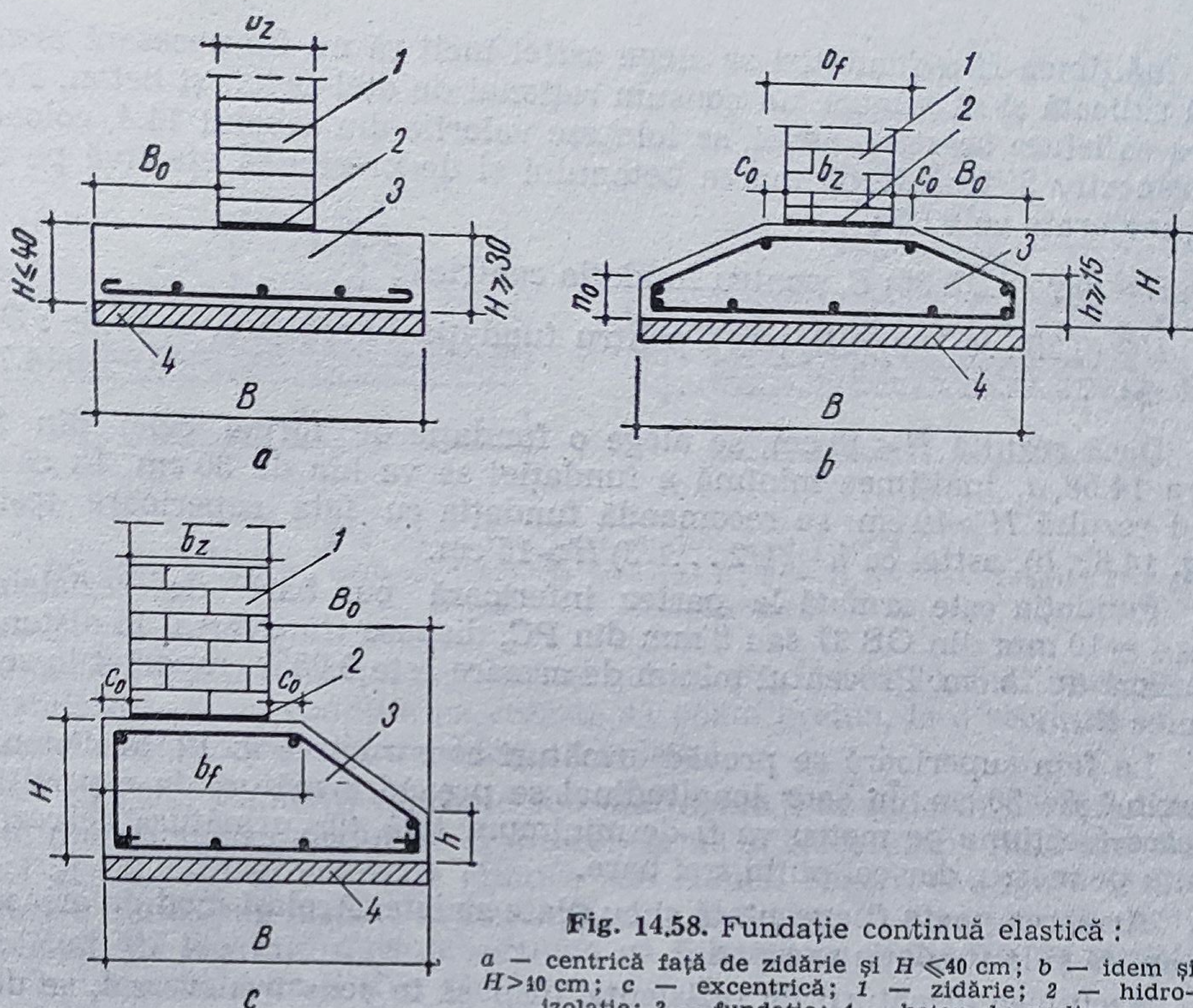


Fig. 14.58. Fundație continuă elastică :

a — centrică față de zidărie și $H \leq 40$ cm; *b* — idem și $H > 40$ cm; *c* — excentrică; *1* — zidărie; *2* — hidroizolație; *3* — fundație; *4* — beton de egalizare.

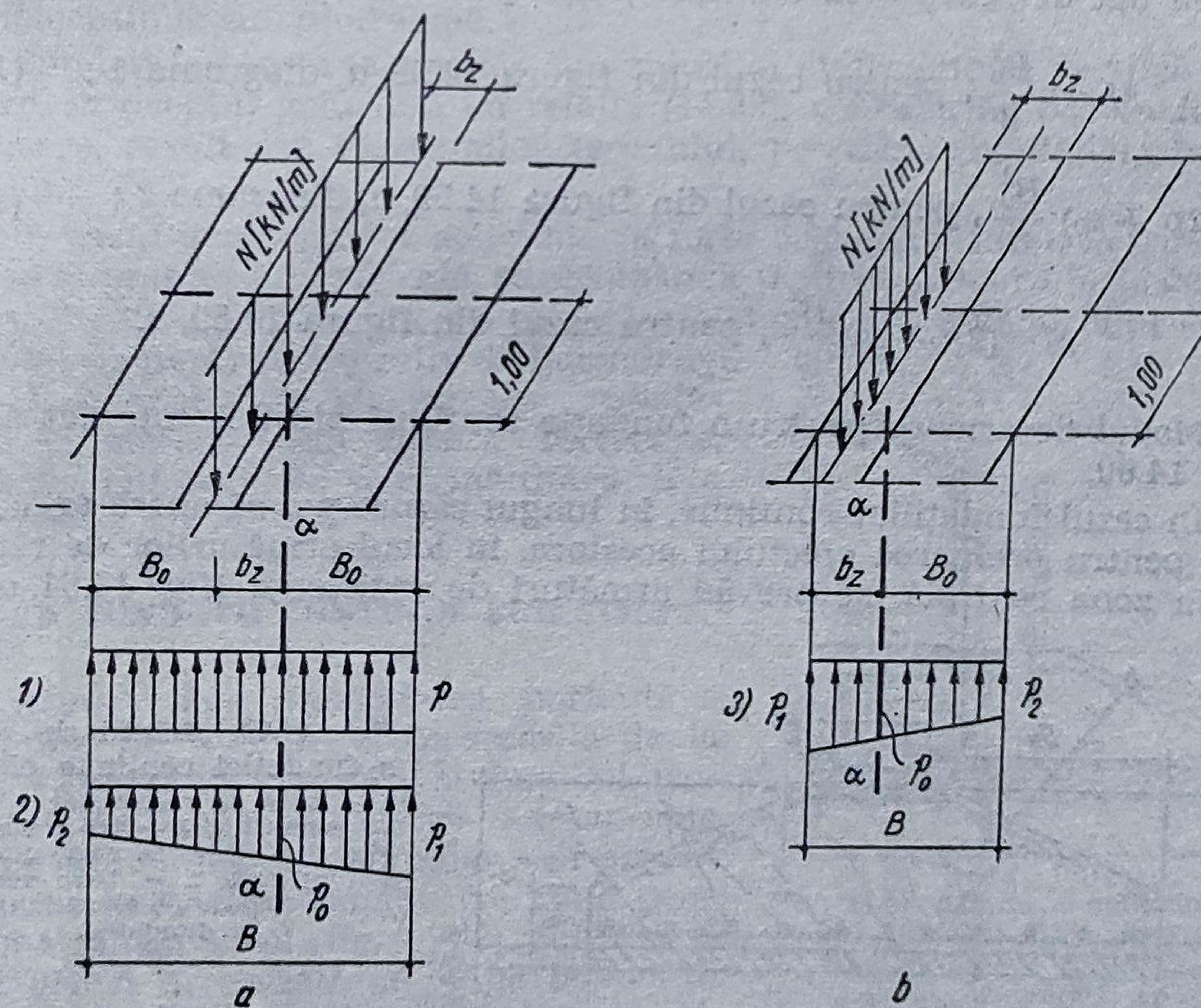


Fig. 14.59. Schema de calcul a fundației :

a — centrică; *b* — excentrică; *1* — diagrama presiunilor pe teren în cazul încărcărilor centrice; *2* — idem, în cazul încărcărilor excentrice; *3* — idem, în cazul fundației excentrice.

Înălțimea H a fundației se alege astfel încît să nu fie necesară armătură ridicată și să asigure un consum rațional de oțel-beton și beton. Pentru a satisface aceste condiții, se folosesc valorile din tabelul 14.4, coloana 2, respectiv 3, funcție de marca betonului și de presiunea efectivă pe teren, majorate cu 0,05 :

$H=(0,25\ldots0,30)\,B$, pentru fundația centrică ;

$H=(0,25\ldots0,30)\,(2B_0+b_z)$, pentru fundația excentrică, de unde : $B=B_0+b_z$. (14.79)

Dacă rezultă $H\leqslant40$ cm, se alege o fundație de forma celei din figura 14.58, *a*. Înălțimea minimă a fundației se va lua de 30 cm. În cazul cînd rezultă $H>40$ cm, se recomandă fundația cu fața superioară teșită (fig. 14.58, *b*), astfel ca $h=(1/2\ldots1/3)\,H\geqslant15$ cm.

Fundația este armată la partea inferioară cu bare de rezistență $\varnothing_{min}=10$ mm din OB 37 sau 8 mm din PC, dispuse transversal la distanța maximă de 25 cm. Procentul minim de armare este 0,05%, raportat la secțiunea lh_o.

La fața superioară se prevăd armături constructive $\varnothing$ 12, la distanța maximă de 50 cm. În sens longitudinal se prevăd armături de repartiție, a căror secțiune pe metru va fi de minimum 10% din armătura de rezistență pe metru, dar cel puțin trei bare.

Armarea poate fi executată și cu plase sudate. Același mod de armare se aplică și la fundația excentrică.

Secțiunea armăturii de rezistență, dispusă în sens transversal, se determină astfel ca secțiunea de beton lb_o să poată prelua momentul încovoietor M dat de reacțiunea terenului, în raport cu secțiunea $\alpha-\alpha$:

$$M=p\frac{B_0^2}{2}, \text{ pentru cazul din figura 14.59, } a, \text{ diagrama 1 ;} \quad (14.80)$$

$$M=(2p_1+p_0)\frac{B_0^2}{6}, \text{ pentru cazul din figura 14.59, } a, \text{ diagrama 2 ;} \quad (14.81)$$

$$M=(2p_2+p_0)\frac{B_0^2}{6}, \text{ pentru cazul din figura 14.59, } b. \quad (14.82)$$

Modul de armare pentru o fundație continuă elastică este dat în figura 14.60.

În cazul fundațiilor continue, în lungul cărora pot să apară tasări inegale, pentru preluarea efectului acestora, în locul armăturilor de repartiție, în zona centrală, se prevăd armături de rezistență (fig. 14.61, *a*) sau

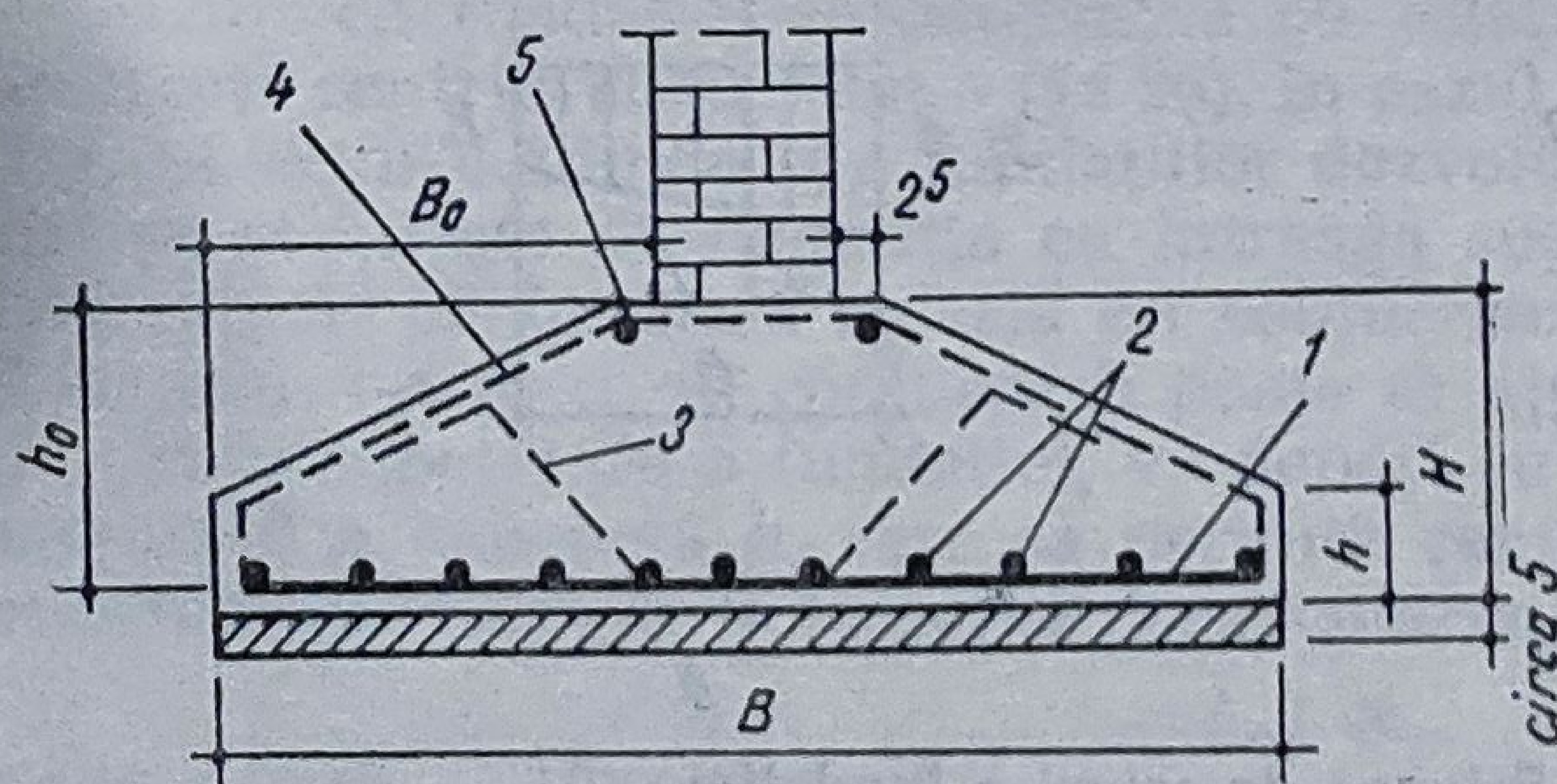


Fig. 14.60. Detalii de armare a fundației continue elastice : 1 — bare de rezistență; 2 — bare de repartiție; 3 — bare ridicate la 45°; 4 — bare la fața superioară a fundației; 5 — bare sub zidărie, dispuse pe toată lungimea fundației.

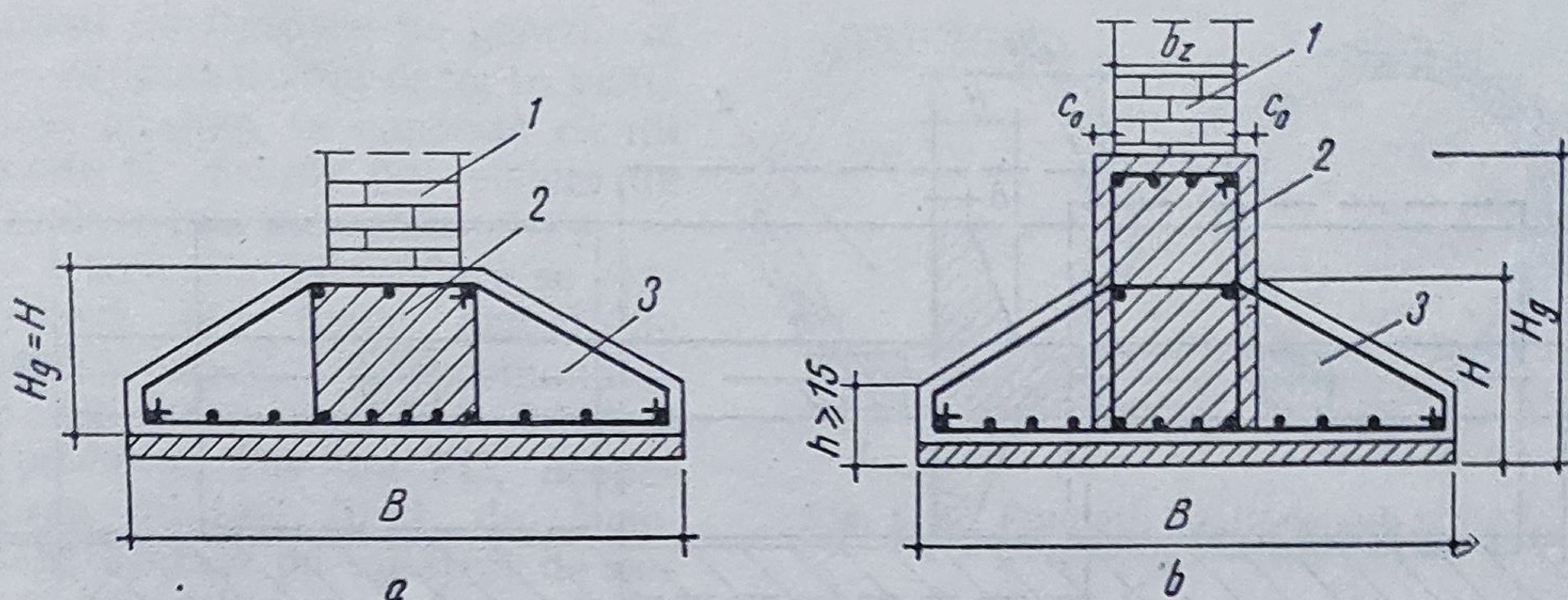


Fig. 14.61. Fundație continuă cu grindă :
a — înălțimea grinzii H_g egală cu înălțimea fundației H; *b* — $H_g > H$; 1 — zidărie; 2 — grindă centrală; 3 — talpa fundației.

se alcătuiește o fundație cu placă și grindă (fig. 14.61, *b*), înălțimea grinzii stabilindu-se din condiția ca aceasta să poată prelua, la o secțiune economic armată, solicitările din lungul fundației.

14.2.2.2. **Fundații continue sub diafragme.** Fundația urmărește conturul diafragmelor, modul de alcătuire, forma și calculul lor fiind identic cu cel al fundațiilor continue elastice sub ziduri. Pentru a asigura legătura dintre diafragma armată și fundație, la executarea acesteia se prevăd mustăți de legătură a căror secțiune va fi egală cu secțiunea de armătură de la baza diafragmei (fig. 14.62).

Stabilirea lățimii B a fundației sau verificarea acesteia se face conform relațiilor (14.35), (14.36) și (14.37), prezentate la calculul fundațiilor rigide continue sub diafragme.

Fundațiile continue elastice sub ziduri și diafragme se verifică la forfecare, în dreptul golurilor, cu relația (14.33), considerîndu-se ca forță de forfecare, rezultanta reacțiunilor terenului, pe talpa fundației, în zona golului.

În cazul diafragmelor solicitate la forțe orizontale mari, la care golurile se suprapun pe verticală, se recomandă pentru calcul ca forță de forfecare, $P = 3T_{max}$, unde T_{max} este forța tăietoare din buiandrugul cel mai solicitat de pe șirul respectiv de buiandrugi.

Dacă relația (14.33) nu este satisfăcută, se mărește aria supusă forfecării, mărind lățimea B sau înălțimea H a fundației.

14.2.3. FUNDAȚII CONTINUE SUB STÎLPI

Atunci cînd capacitatea portantă a terenului de fundare și încărcările de la baza stîlpilor ar conduce la fundații izolate, rigide sau elastice, care s-ar apropia foarte mult între ele sau chiar s-ar suprapune, se adoptă o fundație continuă pentru mai mulți stîlpi (fig. 14.63), sub forma unei grinzi T, așezată cu talpa pe teren. Grindă de fundare, din beton armat, se

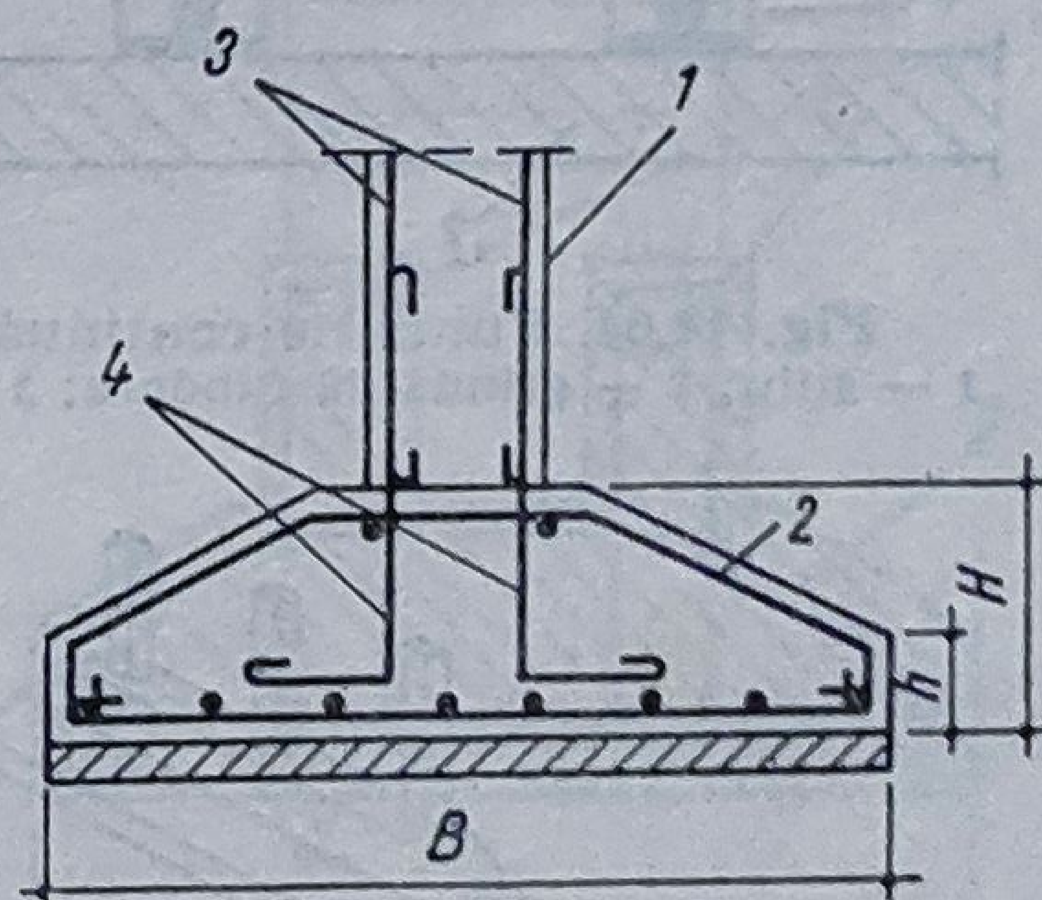


Fig. 14.62. Fundație continuă elastică sub diafragme :
1 — diafragmă; 2 — fundație; 3 — armătură din diafragmă; 4 — mustăți de legătură.

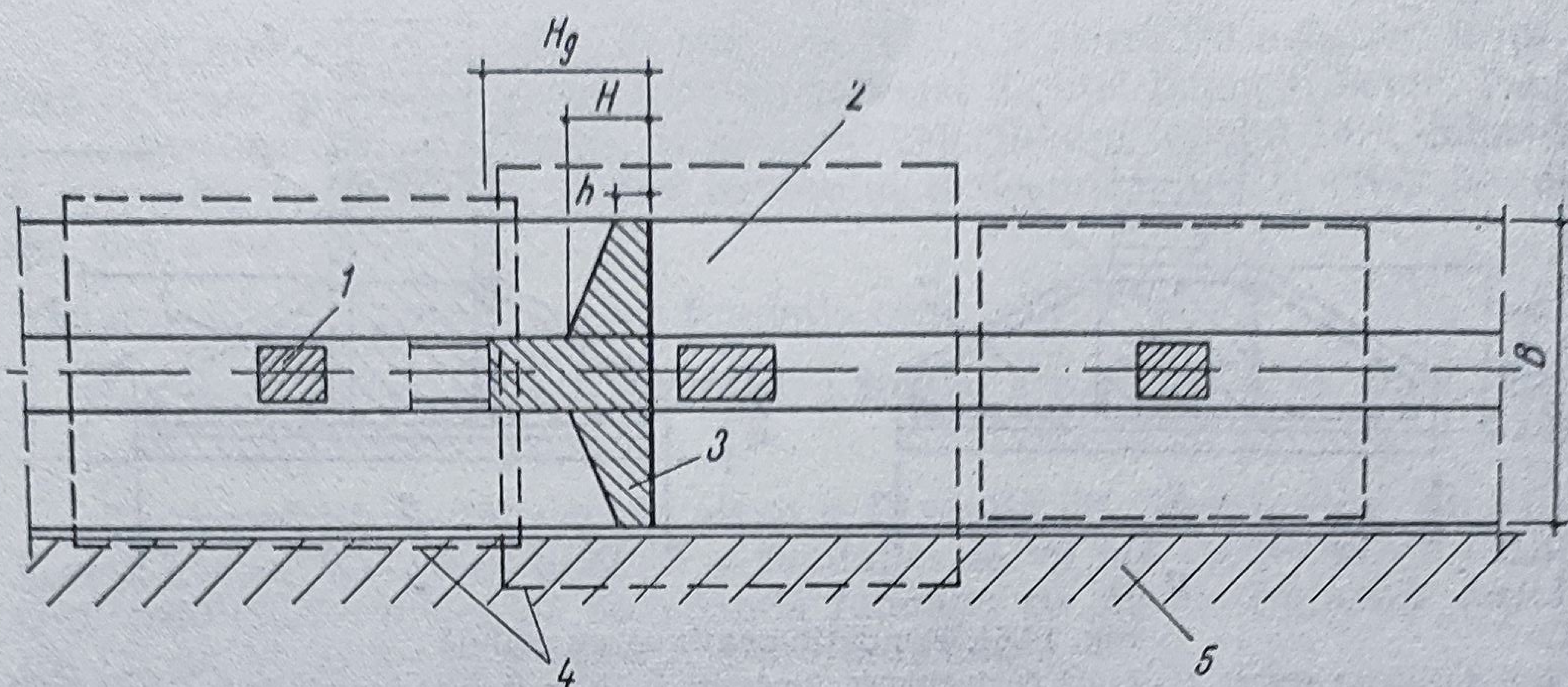


Fig. 14.63. Fundație continuă sub șiruri de stîlpi :
1 — stîlp; 2 — grindă continuă de fundare; 3 — secțiune transversală prin grinda de fundare; 4 — fundații izolate; 5 — obstacol existent.

mai recomandă și în cazul cînd paralel cu axul unui șir de stîlpi, există un obstacol care nu permite evazarea simetrică a fundațiilor, izolate de ambele părți ale stîlpului (fig. 14.63), sau atunci cînd se urmărește evitarea fundațiilor excentrice pentru stîlpii de lîngă o construcție existentă (fig. 14.64).

În cel de-al doilea caz, grinzile de fundare leagă șirul de stîlpi de lîngă construcție cu stîlpii de pe axul următor, soluția fiind avantajoasă mai ales atunci cînd distanța dintre axa celor două rînduri de stîlpi este sub 4,00 . . . 5,00 m.

Sistemul de fundare pe grinzi se recomandă și atunci cînd terenul de fundare este compresibil sau neomogen, ca stratificație, în zona amplasamentului, cu scopul de a rigidiza construcția la nivelul fundațiilor. Se folosesc grinzile de fundare sub un șir de stîlpi (fig. 14.65, *a*), sau grinzi dispuse pe două direcții, de obicei ortogonale, numite fundații pe rețele de grinzi sau grinzi încrucișate (fig. 14.65, *b*), care oferă o mai bună rigidizare.

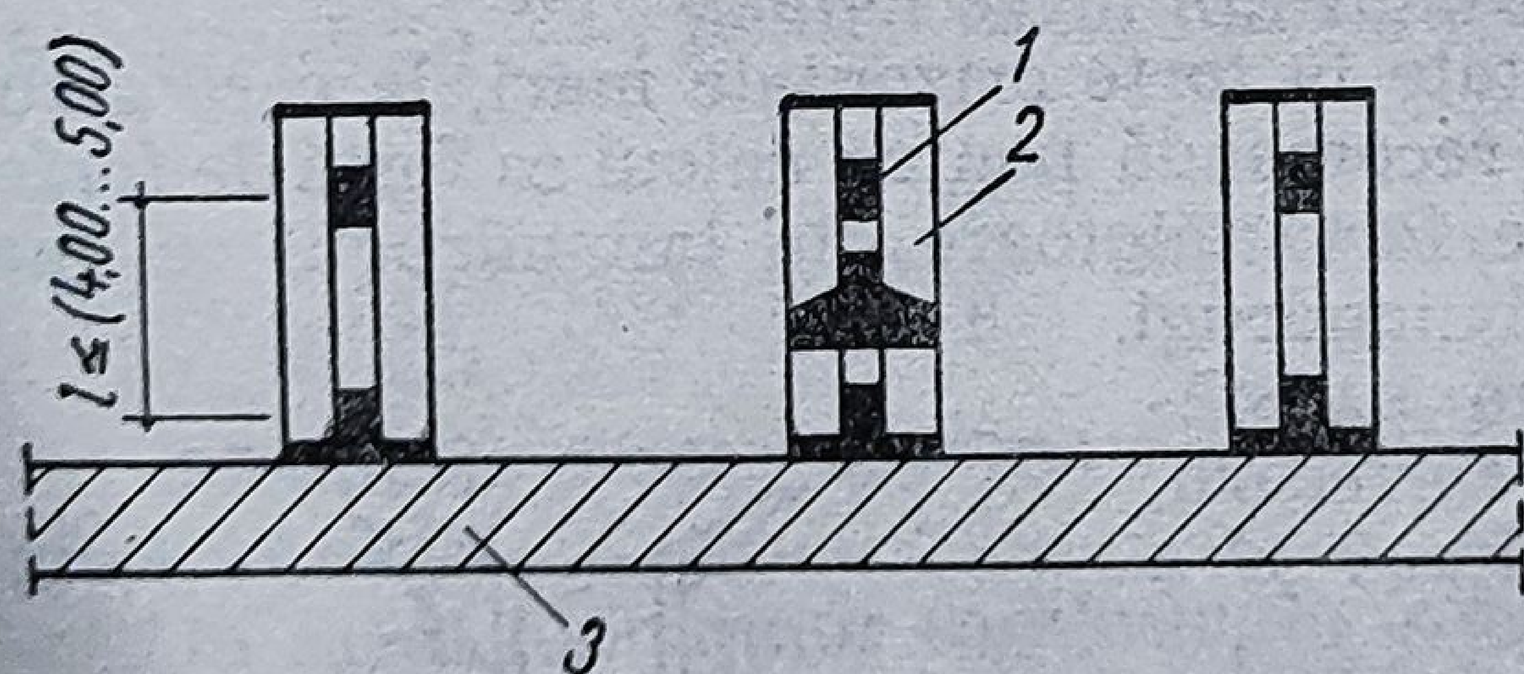


Fig. 14.64. Fundație continuă la calcan :
1 — stîlp; 2 — grindă de fundare; 3 — perete calcan.

Grinzile de fundare, avînd lățimea mai mică decît fundațiile izolate, conduc la tasări mai mici.

Consumul ridicat de oțel-beton și de beton de marcă superioară și volumul mare de muncă, fac ca sis-

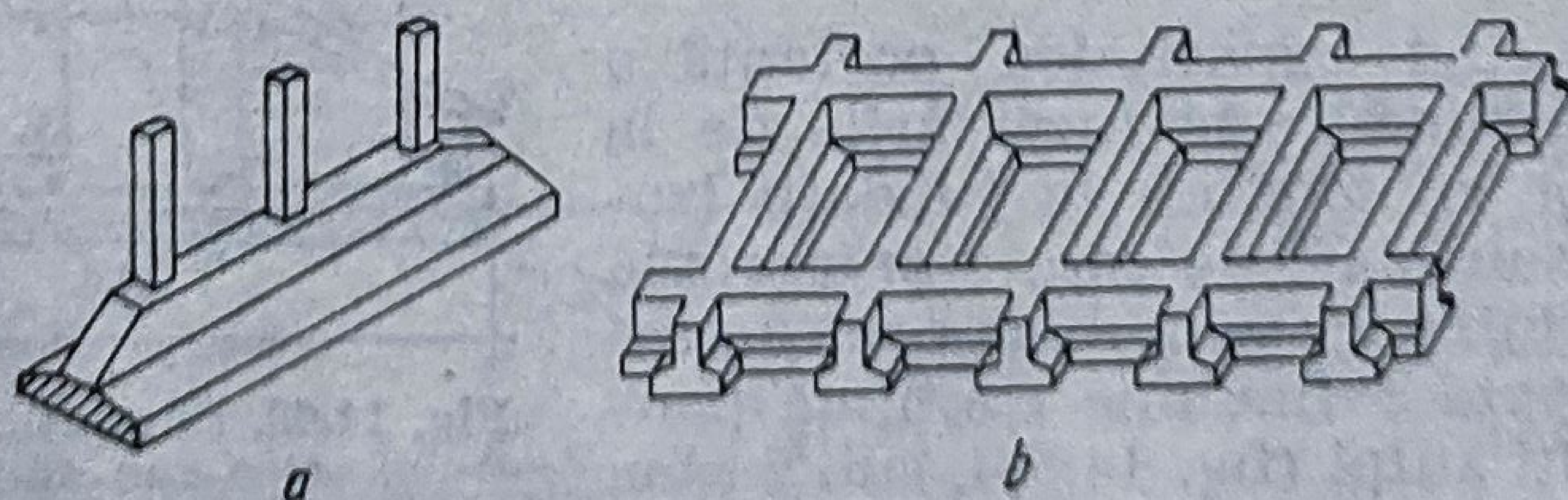


Fig. 14.65. Grinzi de fundare sub stîlpi :
a — independentă; *b* — rețele de grinzi.

temul de fundare pe grinzi să fie adoptat numai dacă, în urma unei analize, se constată că nu poate fi folosit un sistem de fundare mai economic.

Grinzile de fundare se realizează din beton armat de marcă superioară, recomandîndu-se marca minimă B 150 și oțel-beton OB sau PC, acoperirea minimă fiind de 5 cm. Sînt așezate pe un strat de beton de egalizare, cu marca B 25.

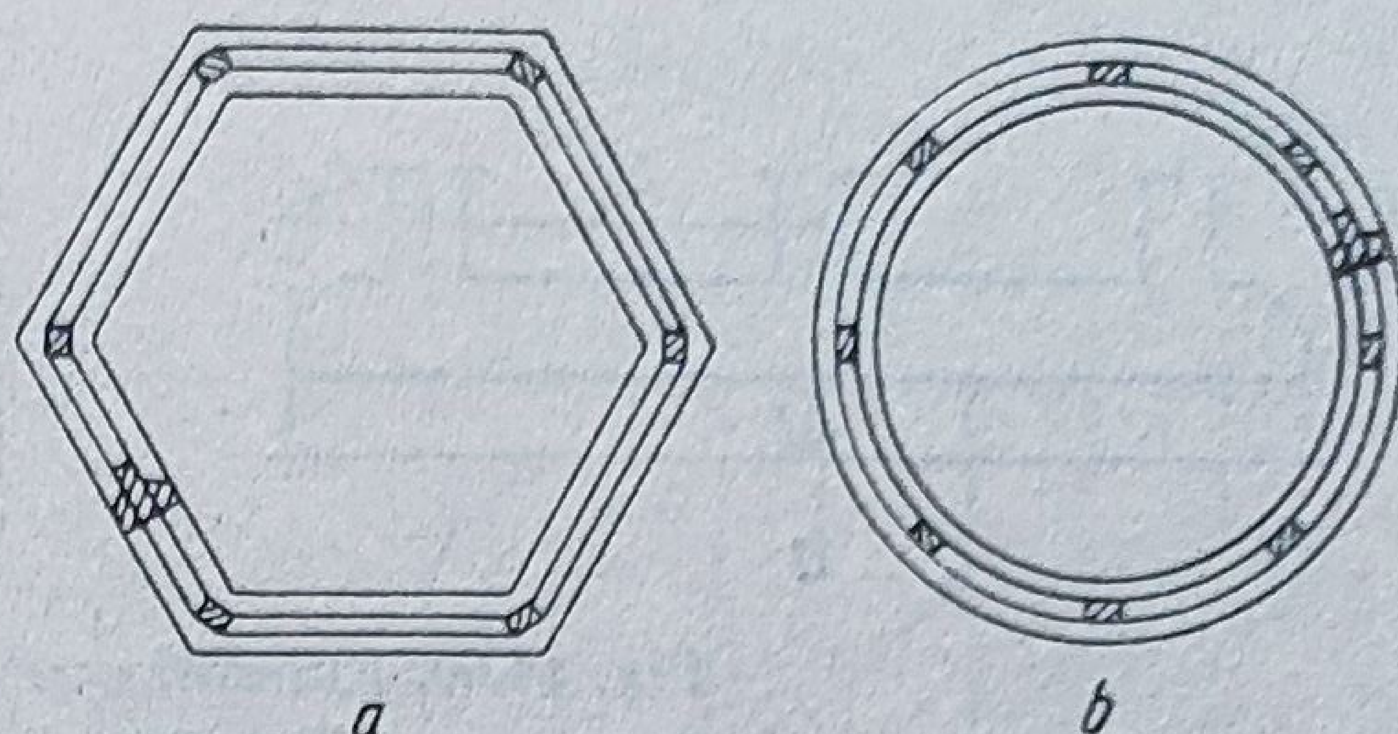


Fig. 14.66. Fundații continue sub stîlpi : *a* — poligonală; *b* — circulară.

14.2.3.1. **Elemente constructive privind alcătuirea și armarea grinzilor de fundare.** În raport cu modul de dispunere în plan a stîlpilor, grinzile de fundare pot fi : rectilinii (fig. 14.63), întîlnite mai ales la hale industriale și clădiri de locuit, social-culturale și administrative ; poligonale sau circulare (fig. 14.66), întîlnite la construcții industriale în formă de turn, cum sînt castelele de apă, turnurile de răcire, coșurile de fum etc.

Avînd în vedere destinația ce o au, grinzile de fundare se încadrează în categoria grinzilor rigide, înălțimea lor H_c fiind cuprinsă între 1/3 la 1/6 din distanța dintre stîlpi, iar lățimea b_g, rezultă din condiția de a se asigura în jurul stîlpilor o banchetă de 5 . . . 10 cm, $b_g = b + 2\,(2{,}5 \ldots 5)$ cm (fig. 14.67). Dacă rezultă lățimi prea mari, se construiesc grinzi gemene (fig. 14.68), care conduc la economii de beton. Înălțimea H_c poate fi constantă în lungul grinzii (fig. 14.69, *a*) sau cu vute în zona stîlpilor (fig. 14.69, *b*), pentru a prelua tensiunile principale de întindere generate de forțele tăietoare. Se recomandă ca raportul dintre înălțimea grinzii în dreptul stîlpului H_r și înălțimea grinzii în cîmp H_c să fie 1,2 . . . 1,4, iar lungimea vutei, $l_r = (0{,}20 \ldots 0{,}30)\,L$. Pentru a evita valori mari ale momentelor încovoietoare în primul și ultimul cîmp, grinda va depăși stîlpul, în consolă, cu l_r. Teoretic, lungimea L_c ar trebui astfel aleasă încît tangenta la fibra medie deformată să fie orizontală (fig. 14.70). Se recomandă ca $L_c = (0{,}3 \ldots 0{,}4)\,L$.

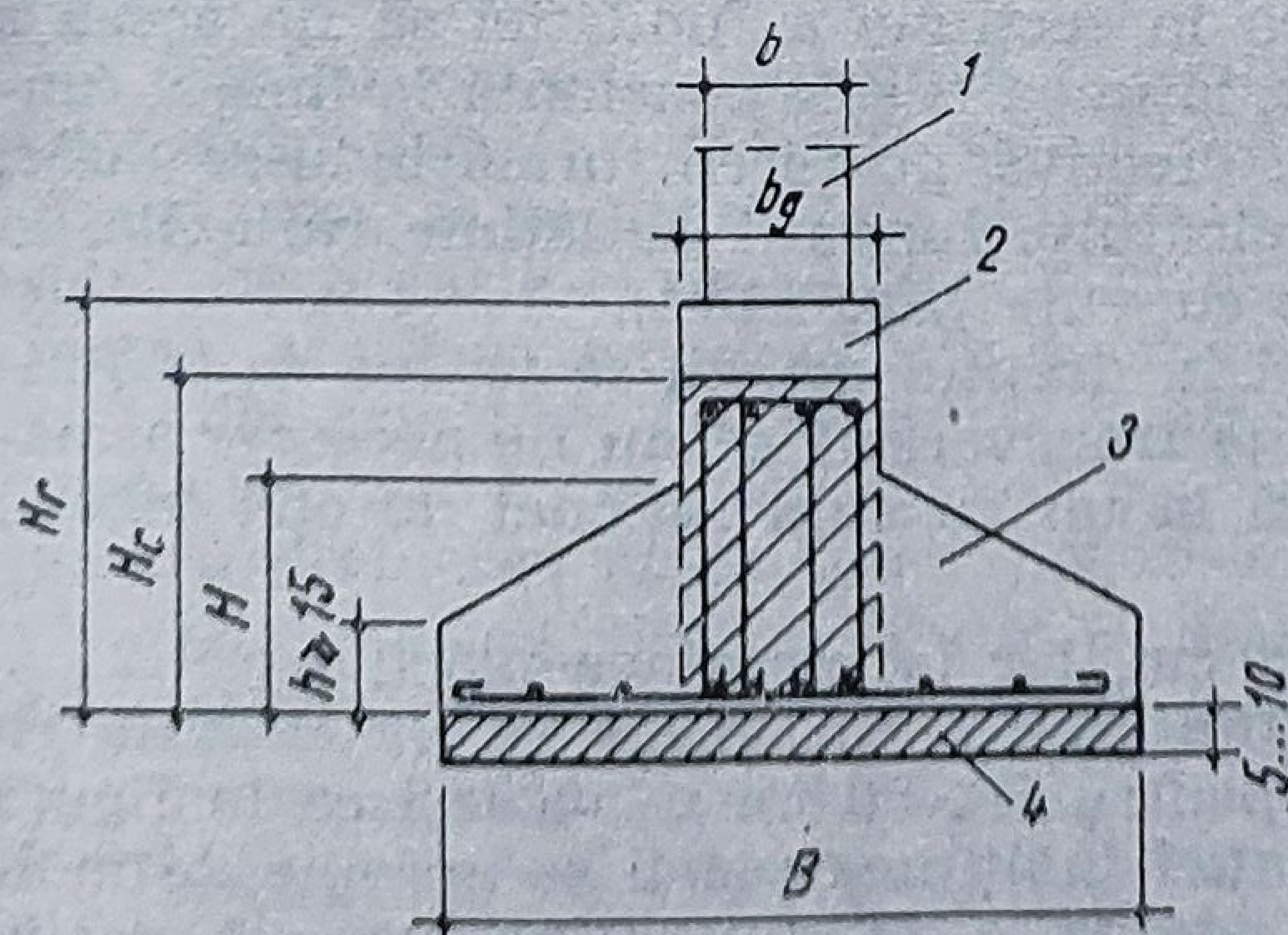


Fig. 14.67. Secțiune printr-o fundație continuă din beton armat cu vute în dreptul stîlpilor : 1 — stîlp; 2 — vută; 3 — talpa fundației; 4 — strat de egalizare.

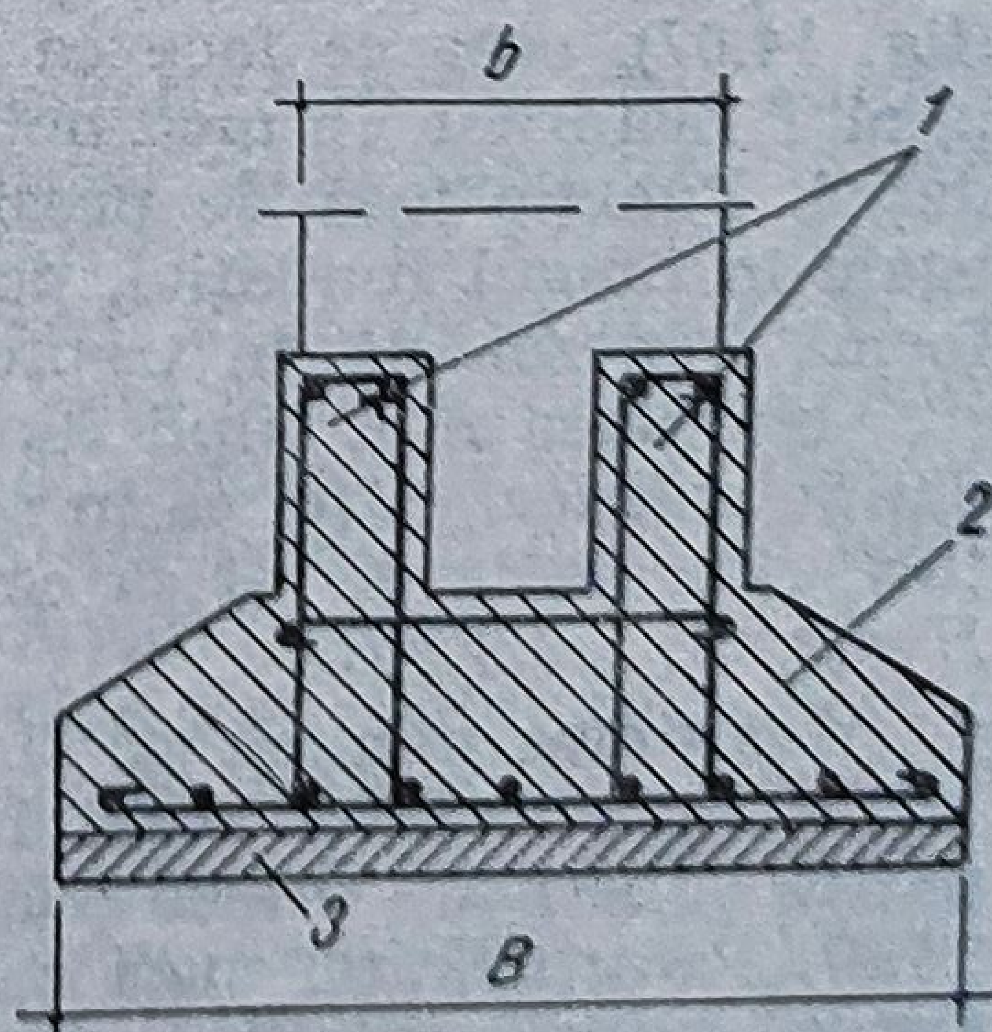


Fig. 14.68. Secțiune printr-o fundație continuă cu grinzi gemene : 1 — grinzi gemene; 2 — talpa continuă; 3 — strat de egalizare.

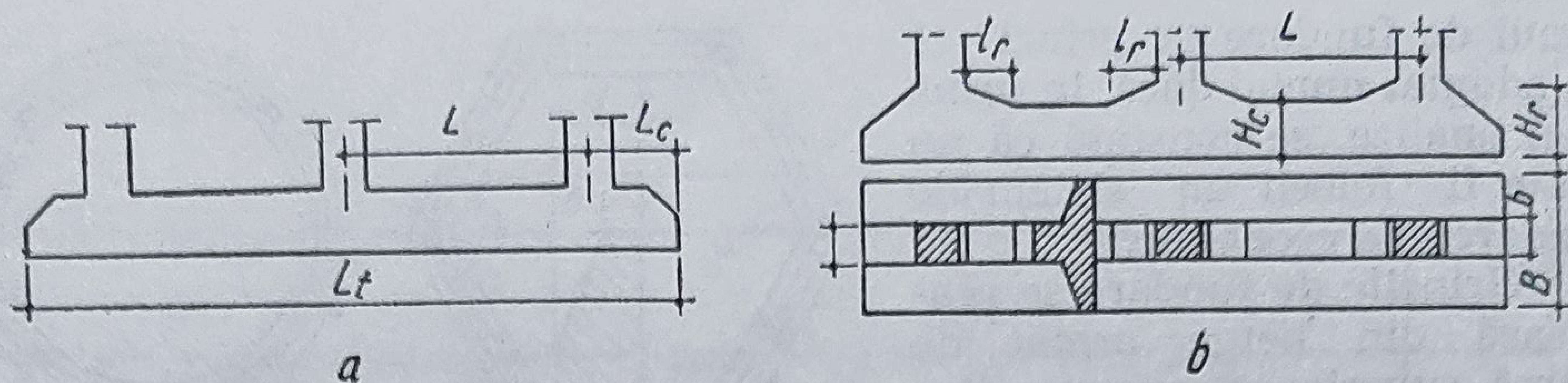


Fig. 14.69. Fundație continuă sub stîlpi :
a — fără vute; *b* — cu vute.

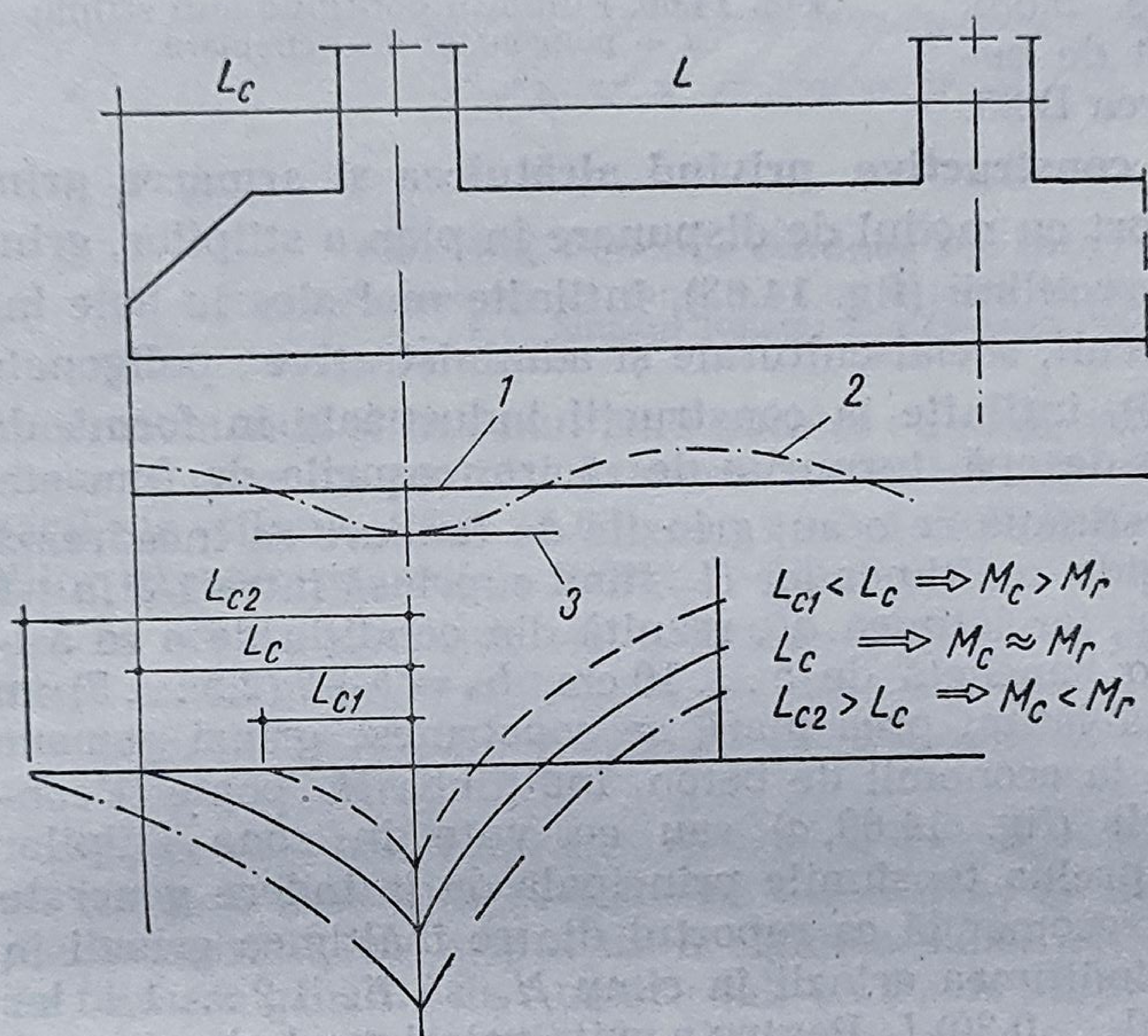


Fig. 14.70. Efectul consolei asupra diagramei de momente încovoietoare :
1 — fibra medie nedeformată; *2* — fibra medie deformată; *3* — tangenta paralelă cu fibra medie deformată.

Grinda de fundare are rolul de a prelua momente încovoietoare și forțe tăietoare. Pentru a asigura transmiterea încărcărilor de la grindă terenului de fundare, fără a depăși capacitatea portantă a acestuia, grinda are la partea inferioară o placă de lățime B, mai mare ca lățimea grinzii (fig. 14.67), ceea ce face ca forma în secțiune a fundației să fie aceea a unui T răsturnat. În mod obișnuit, lățimea B este constantă în lungul fundației. Funcție însă de presiunea efectivă pe teren, urmărindu-se tasări egale în lungul fundației, pot fi alcătuite fundații de lățime variabilă, în formă trapezoidală, în trepte sau cu vute (fig. 14.71).

Înălțimea H a tălpii fundației în dreptul grinzii se va lua ca la fundațiile elastice, astfel ca în secțiune transversală să nu fie necesare armături ridicate la 45° și să conducă la un consum rațional de oțel beton : $H=(0{,}25\ldots0{,}35)\,B$.

Înălțimea minimă va fi de 30 cm, iar la marginea plăcii $h=(1/2\ldots1/3)\,H \geqslant 15$ cm. Dacă rezultă înălțimi $H<50$ cm, placa se va executa cu partea superioară orizontală, iar pentru $H \geqslant 50$ cm se va teși ca în figura 14.67. Pentru lățimi mari a fundației înălțimea plăcii se apropie de înălțimea grinzii, caz în care se adoptă o secțiune transversală ca în figura 14.72.

În raport cu sensul momentului încovoietor armătura va fi dispusă atît la partea superioară cît și la cea inferioară, rezultînd o grindă dublu

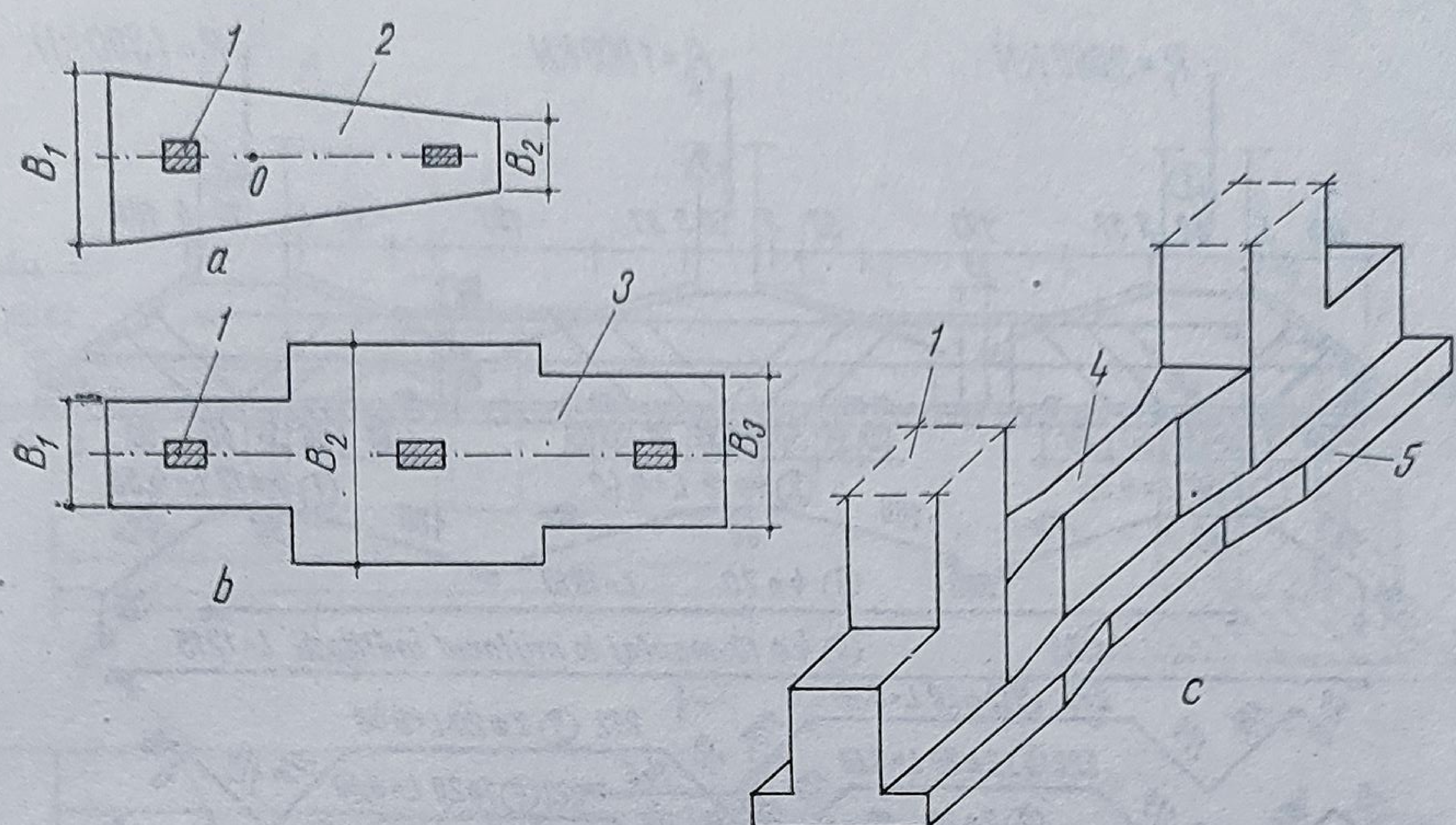


Fig. 14.71. Fundații cu lățime variabilă:
a — trapezoidală; *b* — în trepte; *c* — grindă și placă vutate; *1* — stîlp; *2* — placă trapezoidală; *3* — placă în trepte; *4* și *5* — grindă și placă vutate.

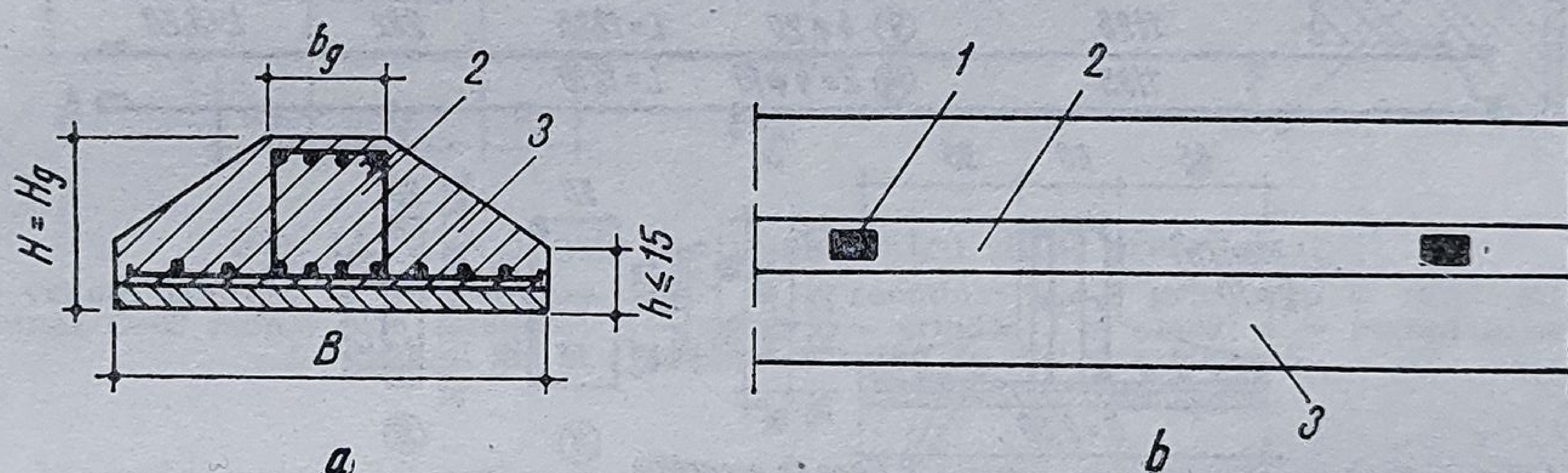


Fig. 14.72. Fundație continuă la care înălțimea grinzii este egală cu a plăcii:
a — secțiune verticală; *b* — vedere în plan; *1* — stîlp; *2* — grindă centrală; *3* — placa fundației.

armată. Procentul minim de armare, raportat la secțiunea grinzilor $(b_g H_{co})$, se va lua de 0,10%.

Pentru a prelua tensiunile principale de întindere din zona stîlpilor se prevăd armături ridicate la 60°. La armarea tălpii fundației, în sens transversal, se respectă cele arătate la fundația continuă elastică sub ziduri. De o parte și de cealaltă a grinzii se prevăd în talpa fundației, pe metru, armături longitudinale de repartiție care să reprezinte cel puțin 10% din armătura de rezistență a plăcii și minimum 3 ∅ 8 mm, din OB, respectiv 3 ∅ 6 mm din PC. Această armătură poate fi luată în calcul pentru preluarea momentelor negative din dreptul stîlpilor.

În figura 14.73 se prezintă, în detaliu, forma și modul de armare în lung și în secțiune transversală, pentru o fundație continuă sub trei stîlpi.

În cazul structurilor cu stîlpi prefabricați, pot fi executate fundații continue, cu grinzi gemene (fig. 14.68), sub formă de π (fig. 14.74), astfel ca în dreptul stîlpului să se realizeze un gol, conform celor arătate la fundația pahar.

14.2.3.2. **Metode aproximative pentru calculul fundațiilor sub șiruri de stîlpi.** Sub aspect static o fundație continuă sub șiruri de stîlpi consti-

Fig. 14.73. Detalii de armare a unei fundaţii continue sub trei stîlpi : *a* — secţiune longitudinală; *b* — extrasul armăturilor longitudinale; *c* — secţiune transversală.

tuie o problemă static nedeterminată, pentru motivul că nu se cunoaşte legea conform căreia sînt distribuite presiunile efective pe suprafaţa de contact.

Avînd în vedere rigiditatea mare a grinzii şi lăţimea mică a fundaţiei în raport cu lungimea, se poate admite o distribuţie plană a presiunilor efective în sens transversal şi efectuarea calculelor în consecinţă. Pentru terenurile cu capacitate portantă scăzută, grinda de fundare poate fi considerată foarte rigidă, putîndu-se admite şi pentru calculul în lungul fundaţiei ipoteza distribuţiei plan-liniare a reacţiunilor terenului. Admiţînd această ipoteză, pot fi aplicate două metode aproximative de calcul : metoda grinzii continue static determinate şi metoda grinzii continue cu reazeme fixe.

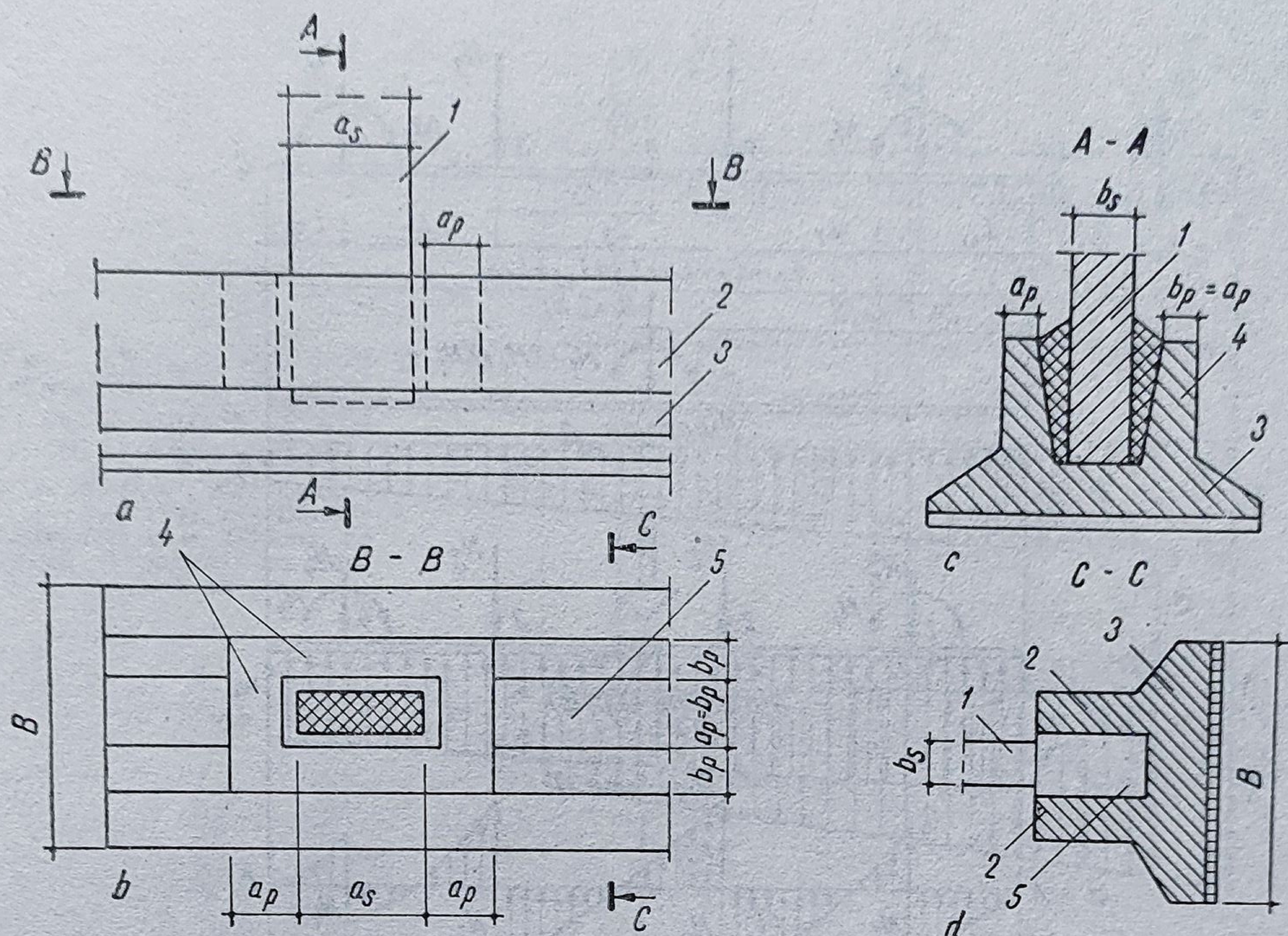


Fig. 14.74. Fundație continuă pentru stîlpi prefabricați :
a — vedere laterală; *b* — secțiunea *B—B*; *c* — secțiunea *A—A* prin stîlp și fundație; *d* — secțiunea *C—C* numai prin fundație; *1* — stîlp; *2* — grindă; *3* — placă; *4* — pereții paharului; *5* — spațiu gol sau umplut cu beton de marcă inferioară.

Metoda grinzii continue static determinate este aplicată des în activitatea de proiectare, datorită simplității ei și volumului relativ redus de calcule. Metoda constă din următoarele etape (fig. 14.75) :

— se determină lungimea totală L_t, a fundației, cunoscîndu-se distanța dintre stîlpi și lungimea consolelor la cele două extremități ;

— solicitările de la baza fiecărui stîlp — forțe axiale și momente încovoietoare — se reduc în raport cu punctul O, situat la jumătatea fundației, adică la $L_t/2$, la o rezultantă $N_t = \Sigma N_i$ și la un moment încovoietor $M_t = \Sigma M_i + \Sigma N_i a_i$;

— se determină presiunea pe teren, la extremitățile fundației, cu relația

$$p_{1,2} = \frac{N_t}{B \cdot L_t}\left(1 \pm \frac{6e}{L_t}\right) ; \tag{14.83}$$

— se pun condițiile :

$$p_{1\,max} \leqslant \alpha p_{tr} ; \; p_{2\,min} > 0 ; \quad p_m = \frac{p_1 + p_2}{2} = \frac{N_t}{BL_t} \leqslant p_{tr} ; \tag{14.84}$$

— se consideră grinda încărcată de sus în jos cu încărcările din stîlp, iar de jos în sus cu presiunile efective, avînd ordonatele p_1 și p_2 multiplicate cu lățimea B a fundației ;

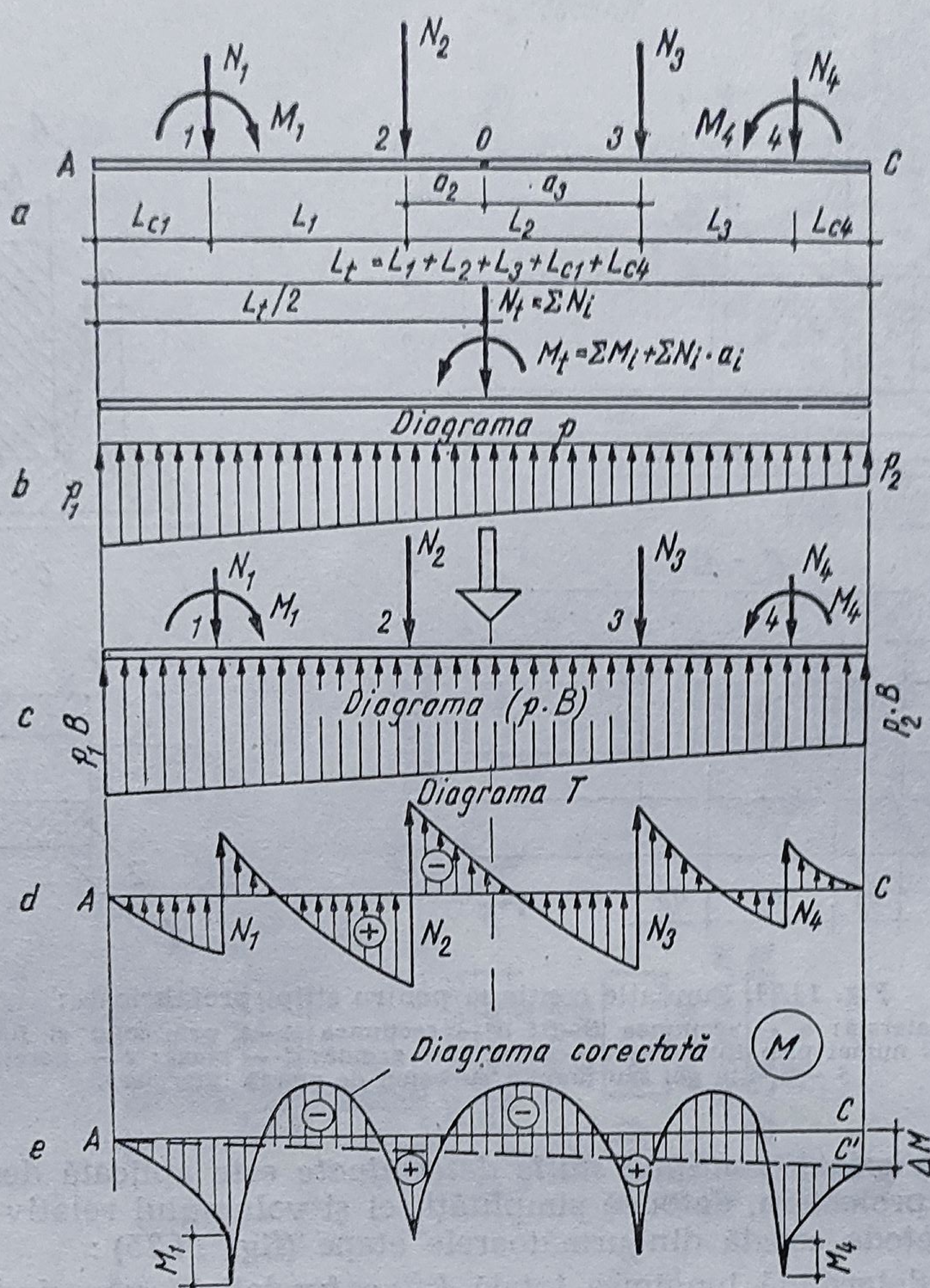


Fig. 14.75. Calculul fundației continue prin metoda grinzii static determinate: *a* — schema încărcărilor; *b* . . . *e* — diagramele solicitărilor.

— prin metoda secțiunilor, începînd de la extremitatea A către C, se trasează diagramele M și T. Existînd echilibrul forțelor pe verticală, diagrama de forțe tăietoare se va închide, în schimb din cauză că s-a impus distribuția plană a presiunilor, diagrama de momente nu se va închide, rezultînd în secțiunea de capăt C un moment $\Delta M \neq 0$. Raportînd diagrama la o nouă linie de referință $A—C'$, se obține diagrama corectată a momentelor încovoietoare în lungul grinzii ;

Cu diagramele M și T obținute se procedează la armarea fundației în lung. Pentru o armare mai rațională cele două diagrame pot fi corectate, ținînd seama de efectul stîlpilor.

Metoda grinzii continue cu reazeme fixe poate fi aplicată dacă încărcările la baza stîlpilor și distanțele dintre stîlpi nu diferă între ele cu mai mult de aproximativ 20%.

Se procedează ca și în metoda precedentă, numai că după stabilirea diagramei presiunilor, se consideră fundația ca o grindă continuă cu reazeme fixe (reazemele fiind stîlpii) și încărcată, de jos în sus, cu diagrama presiunilor, majorată cu lățimea B a fundației (fig. 14.76).

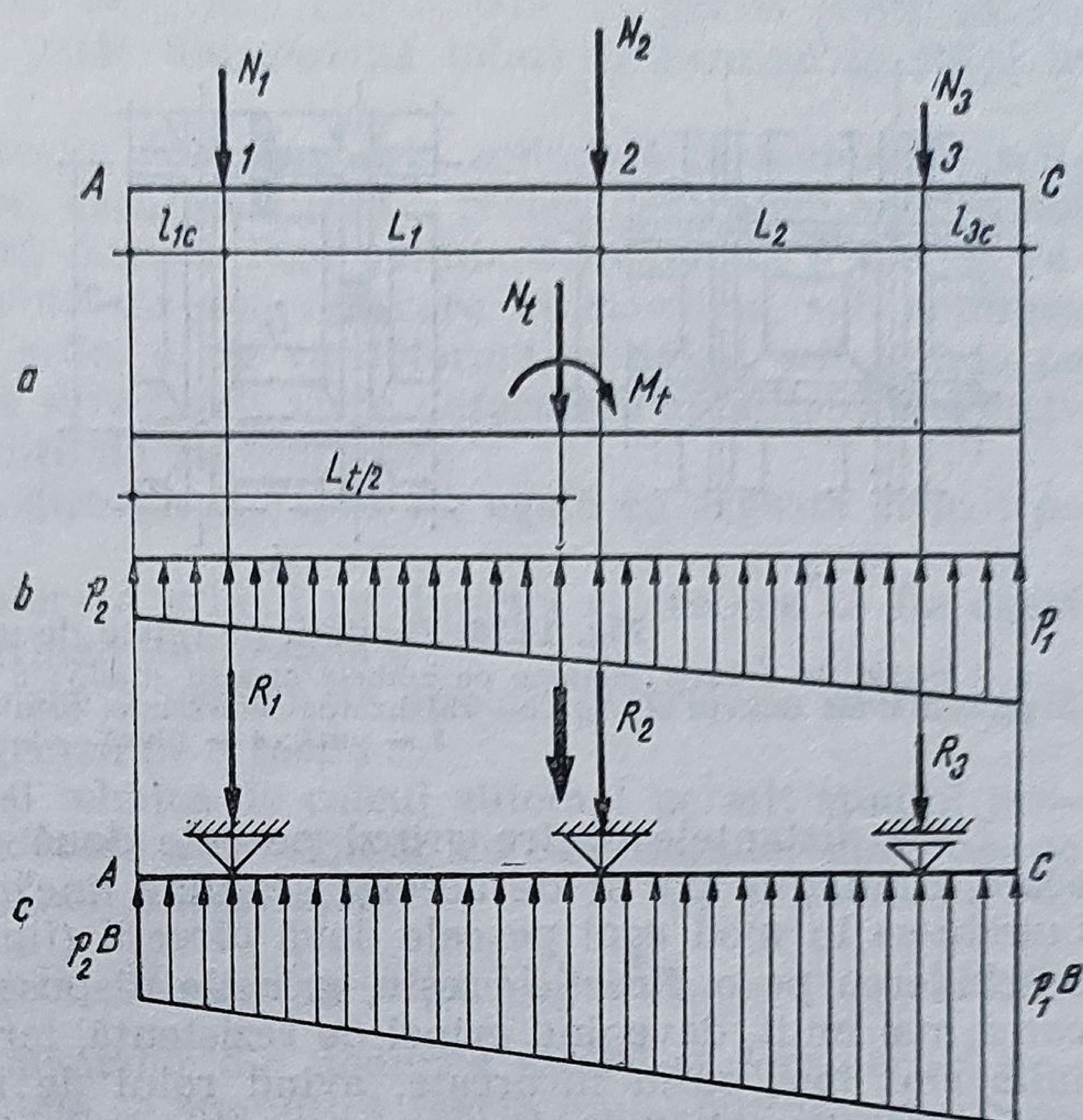


Fig. 14.76. Diagrama presiunilor trapezoidală în cazul metodei grinzii cu reazeme fixe:

a — schema încărcărilor; *b* — diagrama reacțiunilor terenului; *c* — schema de calcul a grinzii cu reazeme fixe.

Metoda mai poate fi aplicată considerînd o diagramă a presiunilor în trepte, obținută prin repartizarea încărcării fiecărui stîlp la lungimea aferentă din fundație (fig. 14.77).

Grinda continuă astfel obținută se rezolvă prin una din metodele cunoscute, stabilindu-se diagramele *M* și *T*. Ca verificare ar trebui ca reacțiunile ce se obțin în urma calculului să coincidă cu forțele axiale din stîlpi. În cazul unor diferențe inadmisibile se aplică o altă metodă de calcul.

14.2.3.3. **Elemente constructive și de calcul privind fundațiile pe rețele de grinzi.** Sistemul de fundare pe rețele de grinzi se aplică structurilor de rezistență în cadre, cu mai multe nivele, la care fundațiile continue dispuse pe o singură direcție conduc la lățimi prea mari și cînd la nivelul fundațiilor se cere o rigidizare a construcției pe ambele direcții, pentru atenuarea efectului defavorabil al tasărilor neuniforme.

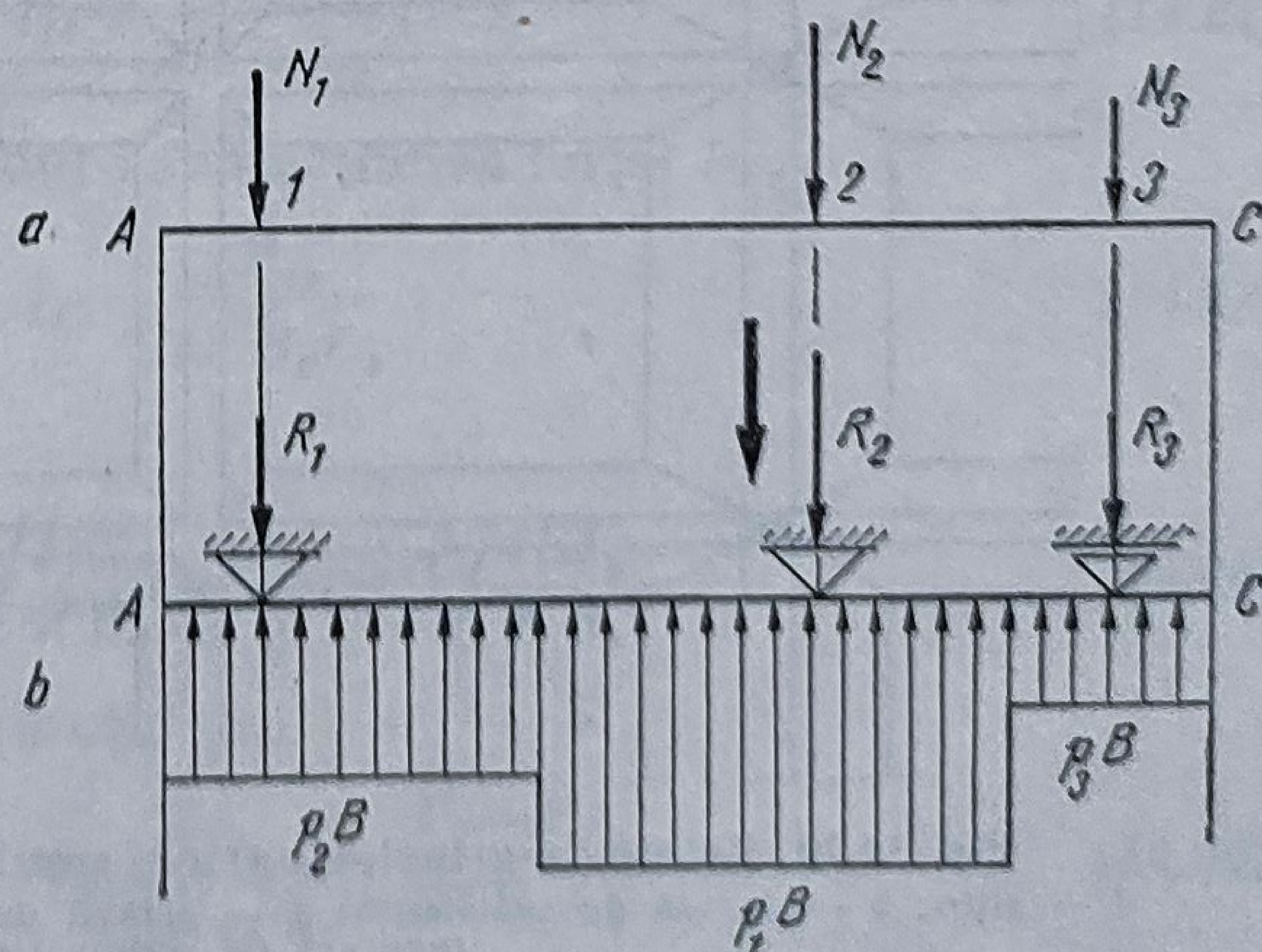


Fig. 14.77. Diagrama presiunilor în trepte în cazul metodei grinzii cu reazeme fixe:

a — schema încărcărilor; *b* — schema de calcul a grinzii cu reazeme fixe.

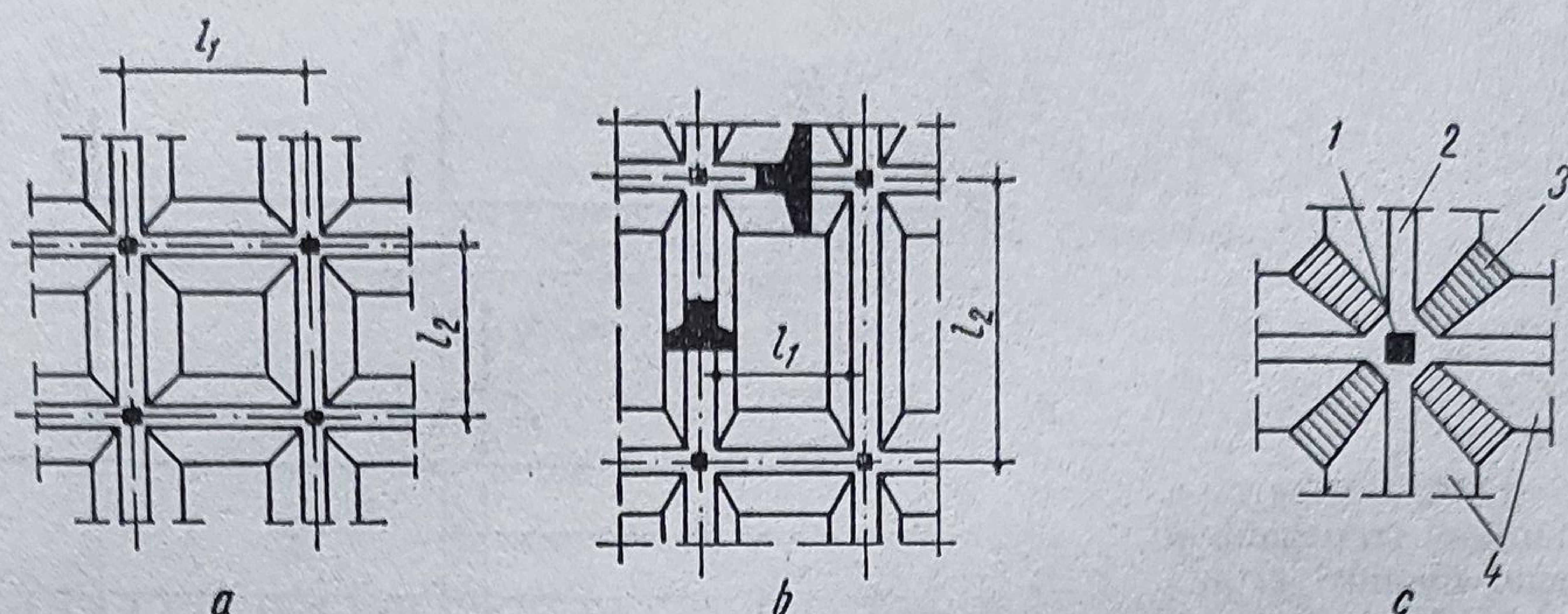


Fig. 14.78. Fundații pe rețele de grinzi :
a — grinzi de aceeași secțiune pe ambele direcții ($l_1 \approx l_2$) ; *b* — grinzi de secțiuni diferite pe cele două direcții ($l_1 < l_2$) ; *c*— rigidizarea intersecției prin vute ; *1* — stîlp ; *2* — grindă ; *3* — vută ; *4* — placă.

Dacă distanțele dintre grinzi pe cele două direcții sînt aproximativ egale, fundațiile pot fi de aceeași secțiune, încărcările din noduri distribuindu-se în mod egal pe cele două direcții (fig. 14.78, *a*). Pe măsură ce deschiderea pe o direcție crește, grinzile dispuse pe direcția mică se încarcă mai mult, devenind grinzi de rezistență, iar grinzile pe direcția cealaltă sînt mai puțin încărcate, avînd rolul de rigidizare a grinzilor de rezistență (fig. 14.78, *b*). Lățimea grinzilor de rezistență va fi mai mare ca a celor de rigidizare, iar înălțimea rămîne aceeași și constantă pe ambele direcții. În cazul stîlpilor care transmit încărcări mari, rigiditatea intersecției se realizează prin vute (fig. 14.78, *c*).

Grinzile se dispun astfel ca intersecția dintre axele lor să coincidă cu axul vertical al stîlpilor. Numai în cazul unor deschideri mari între axele stîlpilor se dispun grinzi intermediare, de rigidizare a rețelei (fig. 14.79).

Modul de alcătuire, calculul și armarea, în secțiune transversală și longitudinală, a fundațiilor pe rețele de grinzi este identic cu cel al fundațiilor continue sub șiruri de stîlpi. Rămîne de stabilit modul în care se

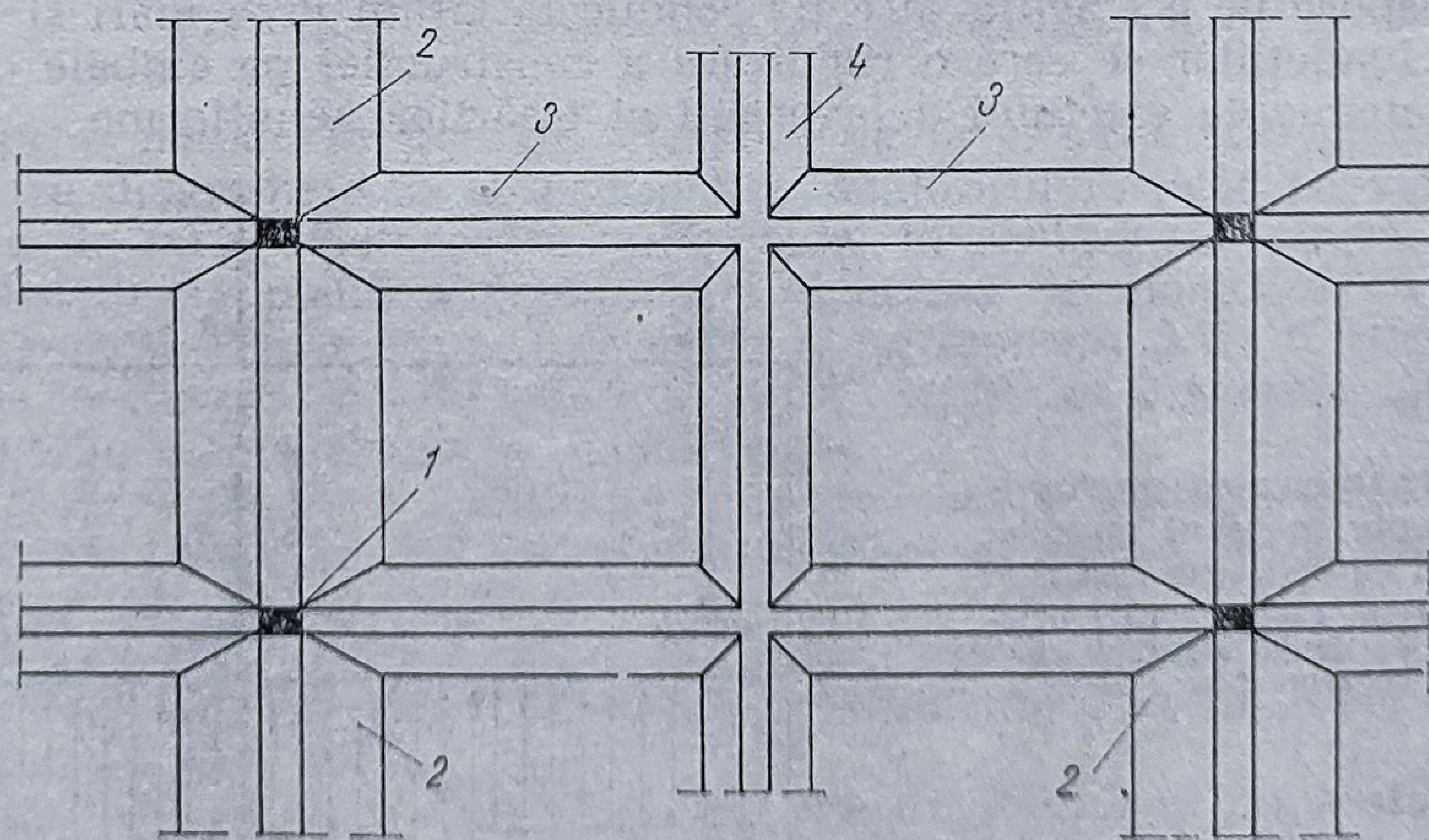


Fig. 14.79. Rețele de grinzi, cu grinzi suplimentare de rigidizare :
1 — stîlp; *2* — grindă de rezistență; *3* — grindă de rigidizare; *4* — grindă suplimentară de rigidizare.

poate descompune sistemul de grinzi încrucișate în grinzi continue separate, încărcate cu cota parte din sarcina totală transmisă de stîlpi în nodurile rețelei.

Sub aspect static, rețeaua de grinzi este acționată în noduri de solicitările de la baza stîlpilor, care mobilizează reacțiunea terenului dirijată de jos în sus și distribuită după o lege neliniară în lungul grinzilor rețelei (fig. 14.80). Considerînd un nod oarecare intermediar, sub acțiunea încărcărilor transmise de stîlp, el se va deforma, obligînd atît grinda pe direcția x cît și grinda pe direcția y să se deformeze simultan, respectiv să existe următoarele condiții de continuitate :

— săgeata grinzii pe direcția x, f_x, să fie egală cu săgeata grinzii pe direcția y, f_y ;

— rotirea din încovoiere a grinzii pe direcția x trebuie să fie egală cu rotirea din torsiune a grinzii pe direcția y ;

— rotirea din încovoiere a grinzii pe direcția y trebuie să fie egală cu rotirea din torsiune a grinzii pe direcția x.

Metodele de analiză și tehnica de calcul automat permit studiul problemei cu luarea în considerare a condițiilor de continuitate, care conduc la stabilirea pentru fiecare nod a mărimilor :

$$P_{jx}\,;\; P_{jy}=P_j-P_{jx}\,;\; M^i_{jx}=M^t_{jy};\; M^i_{jy}=M^t_{jx}. \tag{14.85}$$

Neglijînd efectul momentelor din nodurile rețelei și considerînd nodul ca o articulație, calculele se simplifică foarte mult, putînd scrie pentru fiecare nod două condiții :

$$f_{jx}=f_{jy} \quad \text{și} \quad P_j=P_{jx}+P_{jy}, \tag{14.86}$$

care pun în evidență necunoscutele P_x și P_y. Sistemul de ecuații poate fi astfel structurat încît să fie scris numai funcție de una din necunoscute P_x sau P_y, obținîndu-se astfel un sistem de atîtea ecuații cîte noduri are rețeaua.

Rezolvarea sistemului de ecuații conduce la necunoscutele P_x, care sînt de fapt încărcările ce solicită grinzile pe direcția x. Din condiția (14.86) rezultă încărcările P_y, care solicită grinzile pe direcția y.

Pentru cazul cel mai simplu al unui nod curent j în care tasările produse de încărcările din celelalte noduri se neglijează, se obține :

— tasarea grinzii x în nodul j sub acțiunea forței P_{jx} ,

$$f_{jx}=\frac{P_{jx}}{2KB_xL_x}; \tag{14.87}$$

— tasarea grinzii y în nodul j sub acțiunea forței P_{jy} ,

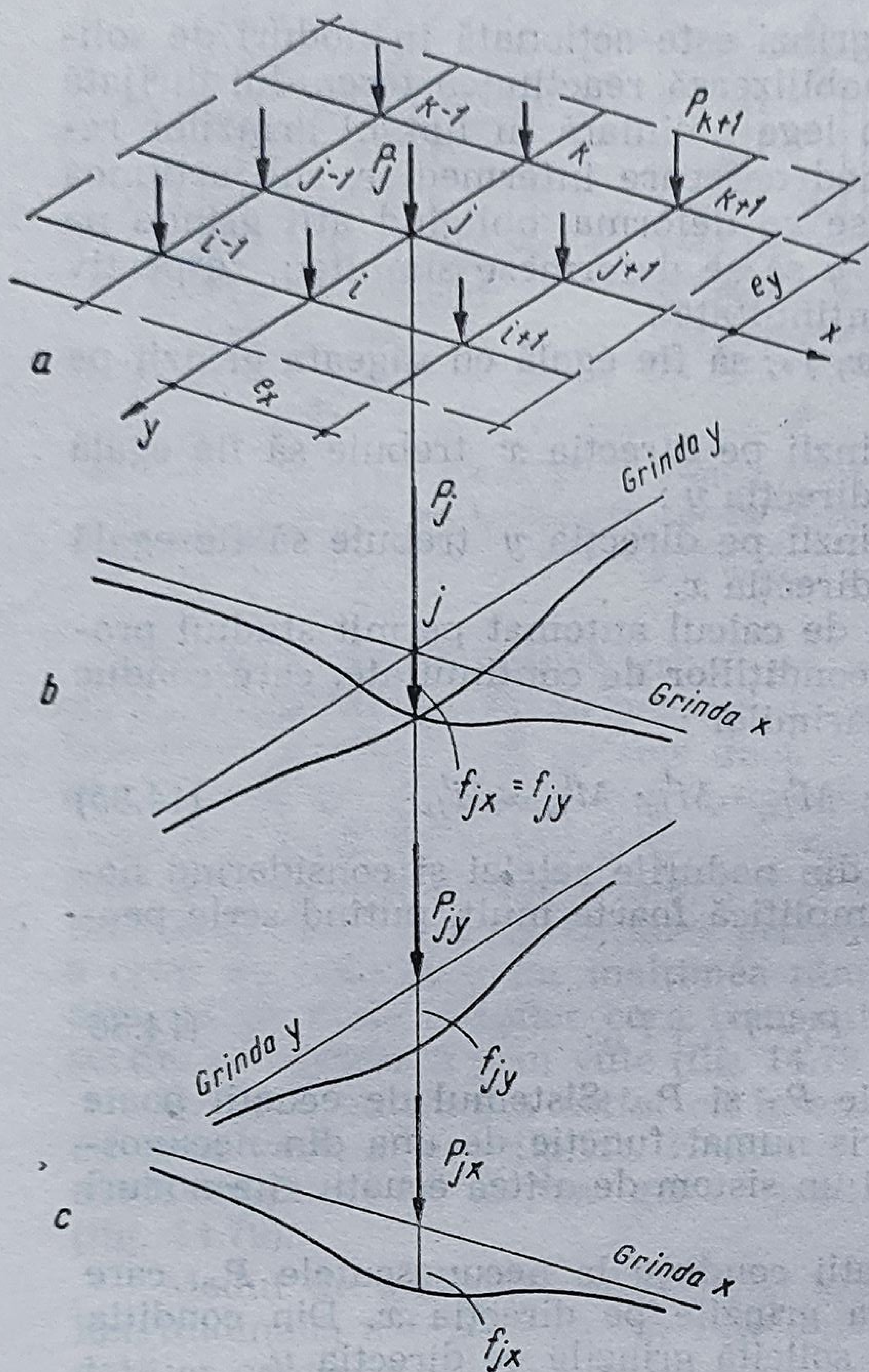
$$f_{jy}=\frac{P_{jy}}{2KB_yL_y}. \tag{14.88}$$

Lungimile L_x și L_y sînt :

$$L_x=\sqrt[4]{\frac{4EI_x}{KB_x}}\,;\quad L_y=\sqrt[4]{\frac{4EI_y}{KB_y}}. \tag{14.89}$$

Egalînd cele două săgeți, se obține

$$\frac{P_{jx}}{2KB_xL_x}=\frac{P_{jy}}{2KB_yL_y}=\frac{P_j-P_{jx}}{2KB_yL_y}, \tag{14.90}$$



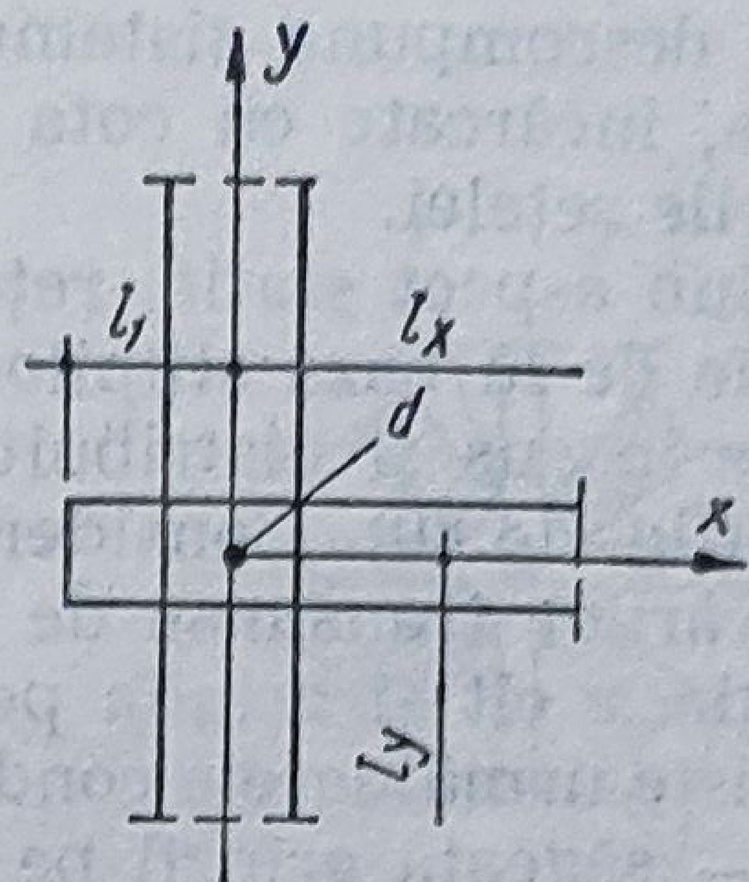


Fig. 14.80. Schemă generală de calcul a fundațiilor pe rețele de grinzi :

a — schema încărcărilor; *b* — modul de deformare a unui nod curent *j*; *c* — descompunerea rețelei în nodul *j*, în grindă, pe direcțiile *x* și *y*.

Fig. 14.81. Schemă de calcul pentru nodurile situate pe contur :

a — nod pe grinda marginală *y*; *b* — nod pe grinda marginală *x*; *c* — nod pe colț.

de unde

$$P_{jx}=P_j\frac{B_xL_x}{B_xL_x+B_yL_y}=\frac{\mu}{1+\mu}P_j \tag{14.91}$$

și

$$P_{jy}=P_j\frac{B_yL_y}{B_yL_y+B_xL_x}=\frac{1}{1+\mu}P_j, \tag{14.92}$$

în care

$$\mu=\frac{B_xL_x}{B_yL_y}. \tag{14.93}$$

Pentru un nod oarecare pe contur grinda marginală fiind o grindă y (punctul d, fig. 14.81, a), se obțin relațiile :

$$P_{dx}=\frac{\mu}{\mu+\nu}P_d \quad \text{și} \quad P_{dy}=\frac{\nu}{\mu+\nu}P_d. \tag{14.94}$$

Coeficientul ν se ia din tabelul 14.9, funcție de raportul l_1/L_x.

TABELUL 14.9

Coeficienții ν pentru noduri marginale

$\frac{l_1}{L_x}$ sau $\frac{l_2}{L_y}$	ν	$\frac{l_1}{L_x}$ sau $\frac{l_2}{L_y}$	ν
0,00	4,00	0,50	1,62
0,05	3,62	0,55	1,52
0,10	3,28	0,60	1,42
0,15	2,96	0,65	1,35
0,20	2,68	0,70	1,29
0,25	2,45	0,75	1,23
0,30	2,24	0,80	1,19
0,35	2,05	0,85	1,16
0,40	1,89	0,90	1,13
0,45	1,75	0,95	1,11
		1,00	1,09

Pentru punctele situate pe grinda marginală x, (punctul n, fig. 14.81, b), relațiile vor fi :

$$P_{nx}=\frac{\mu\nu}{1+\mu\nu}P_n \quad \text{și} \quad P_{ny}=\frac{1}{1+\mu\nu}P_n, \tag{14.95}$$

în care coeficientul ν se va lua tot din tabelul 14.9, funcție de raportul l_2/L_y.

Dacă punctul se află situat în colțul rețelei (punctul g, fig. 14.81, c), relațiile vor fi :

$$P_{gx}=\frac{\nu_2\mu}{\nu_1+\nu_2\mu}P_g \quad \text{și} \quad P_{gy}=\frac{\nu_1}{\nu_1+\nu_2\mu}P_g, \tag{14.96}$$

în care $\nu_1=f\left(\frac{l_1}{L_x}\right)$ și $\nu_2=f\left(\frac{l_2}{L_y}\right)$, se dau în tabelul 14.10.

TABELUL 14.10

Coeficienții ν_1 și ν_2 pentru nodul de colț

$\frac{l_1}{L_x}$ sau $\frac{l_2}{L_y}$	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
ν_1 sau ν_2	3,36	2,24	2,04	1,72	1,52	1,37	1,28	1,22

Relațiile de mai sus pot fi aplicate cu o eroare de pînă la maximum 5%, dacă distanța pînă la nodurile imediat vecine este mai mare ca :

$$L > 2{,}1 \sqrt[4]{\frac{4EI}{KB}}. \tag{14.97}$$

Dacă distanța dintre noduri nu permite să se neglijeze influența forțelor vecine, se aplică relații de calcul care iau în considerare și efectul acestora.

14.2.4. FUNDAȚII PE RADIERE

Sistemul de fundare pe radier general se adoptă în cazul structurilor cu încărcări mari, cum sînt : clădirile cu multe nivele, silozurile, buncărele, construcțiile industriale înalte etc., și în cazul în care terenul de fundare are o capacitate portantă scăzută, este neomogen și poate să conducă la tasări diferențiate. Acest sistem se recomandă și în cazul cînd este necesară o rigidizare generală la nivelul fundației și cînd construcția este îngropată în pămînt sub nivelul apelor freatice și se cere realizarea unei cuve etanșe.

Radierele generale, datorită dimensiunilor mari au o zonă activă care se extinde la adîncime mai mare în terenul de fundare, în schimb, suprafața de fundare fiind mare, presiunile efective sînt mici, conducînd în final la tasări relativ mici și uniforme.

Ca formă, radierul este un planșeu întors, cu placa pe teren, fiind acționat de sus în jos de încărcările date de structură, prin elementele sale de rezistență : stîlpi, diafragme, zidării portante, iar de jos în sus de reacțiunea terenului. La executarea radierelor se folosește betonul armat de marcă superioară, minimum $B\,150$, armături OB sau PC, fiind mari consumatoare de : oțel-beton, beton, cofraje și manoperă, din motive pentru care se recurge la folosirea lor numai dacă nu poate fi adoptat nici unul din celelalte sisteme de fundare cunoscute.

Radierele pot fi de greutate și de rezistență.

Radierele de greutate se folosesc la construcții cu subsol sub nivelul apelor subterane, pentru a realiza cuve închise (fig. 14.82). Ele se dimensionează astfel ca greutatea lor să echilibreze subpresiunea apei, protejînd astfel hidroizolația :

$$h_r \geq \frac{\gamma_w h_a}{\gamma_b}, \tag{14.98}$$

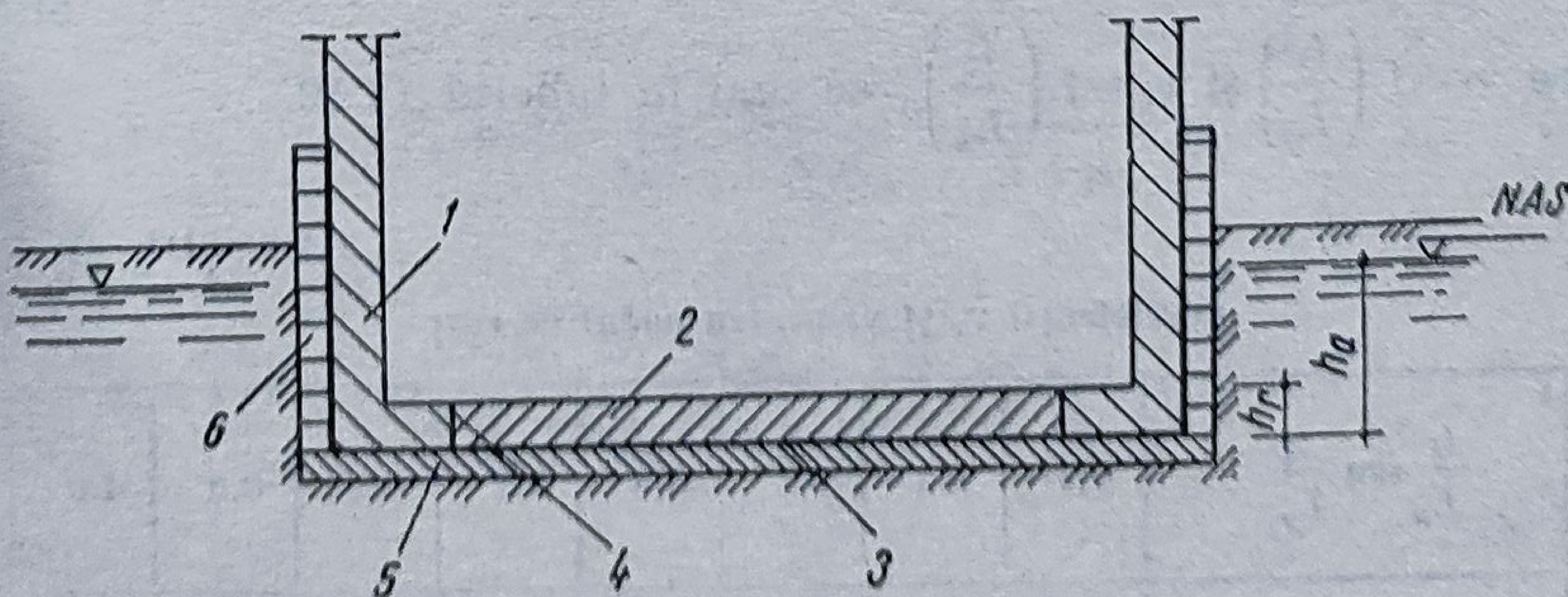


Fig. 14.82. Radier de greutate :
1 — perete; 2 — radier; 3 — hidroizolație; 4 — rost etanș; 5 — beton de egalizare; 6 — perete protector.

în care :

h_r este grosimea minimă necesară a radierului ;

γ_w și γ_b sînt greutatea volumetrică a apei și a betonului ;

h_a este grosimea stratului de apă (fig. 14.82).

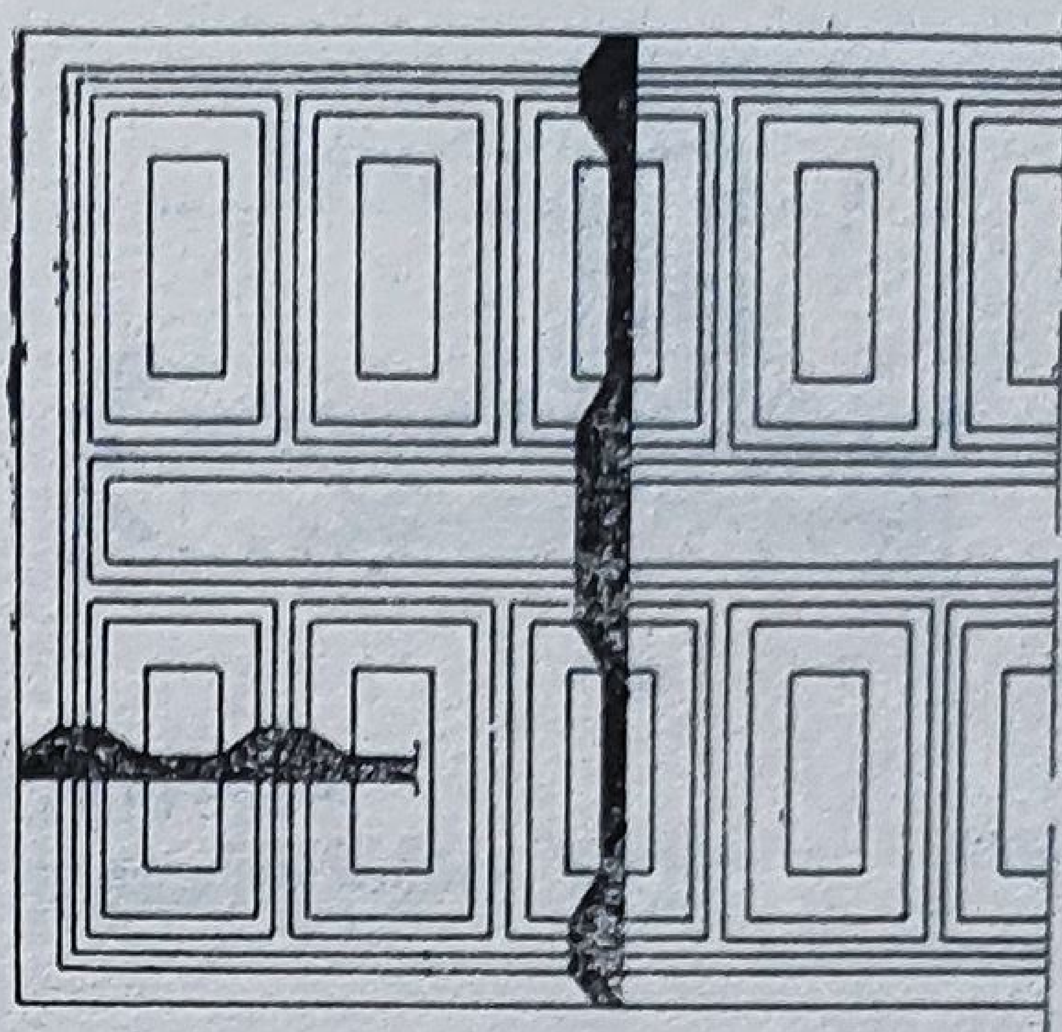


Fig. 14.83. Radier tip placă.

Radierul astfel proiectat este independent de fundațiile construcției, avînd numai rolul de cuvă. Dacă sînt înglobate în sistemul de fundare, radierele preiau încărcările de la structură și le transmit terenului, fiind solicitate la încovoiere. Ele se numesc în acest caz, radiere de rezistență. Ele pot fi proiectate astfel încît să satisfacă și condiția de cuve etanșe.

În raport cu elementele de rezistență ale structurii, radierele de rezistență pot fi grupate în :

— radiere pentru structuri cu pereți portanți și diafragme ;

— radiere pentru structuri pe cadre ;

— alte tipuri de radiere.

La structurile cu pereți portanți sau diafragme, a căror dispunere în plan nu depășesc distanța de 4,0 m, se recomandă folosirea radierelor tip placă (fig. 14.83), alcătuite dintr-o placă cu grosimea de minimum 20 cm și care este armată pe o singură direcție, pe distanța dintre pereți, respectiv diafragme. Placa se consideră rezemată pe elementele portante ale structurii și acționată de jos în sus de presiunea terenului. Armăturile de rezistență se dispun : în zona reazemelor la partea inferioară a plăcii, iar în cîmp, la partea superioară a acesteia. Pentru preluarea momentelor din dreptul reazemelor placa poate fi realizată în vute, care la fața superioară va depăși grosimea peretelui cu 6 . . . 10 cm, banchetă necesară centrării și pentru sprijinirea cofrajelor (fig. 14.84).

Pentru structurile în cadre, radierele pot fi de mai multe tipuri :

— Radiere cu placă și grinzi, alcătuite din plăci armate pe două direcții, avînd grosimea minimă de 20 cm, rezemate pe o rețea de grinzi, al căror mod de alcătuire și armare este identic cu cel al fundațiilor sub șiruri de stîlpi.

În figura 14.85 se arată planul unui radier pe rețele de grinzi drepte, iar în figura 14.86 un radier la care grinzile sînt vutate în dreptul stîlpului. Grinzile sînt astfel dispuse încît intersecția lor să coincidă cu stîlpii. Dacă deschiderile dintre stîlpi sînt mai mari de 4,0 m, se execută radiere cu grinzi principale și grinzi secundare (fig. 14.87), grinzile secundare avînd rolul de a rigidiza radierul și de a reduce deschiderea de lucru a plăcii.

— Radiere de forma planșeelor-ciupercă. Se compun dintr-o placă dreaptă a cărei grosime este de 30 . . . 50 cm, armată conform normelor de armare a plăcilor planșeelor-ciupercă. Stîlpii de la structură reazemă pe placă prin intermediul capitelurilor (fig. 14.88). Aceste radiere se folosesc la rezervoare îngropate, depozite subterane, silozuri etc. Comparate cu radierele pe rețele de grinzi, se caracterizează prin : înălțimea construită a radierului mai mică ; ambele fețe sînt plane, oferind posibilități mai largi de utilizare a subsolului ; fiind mai simple ca formă, au un volum

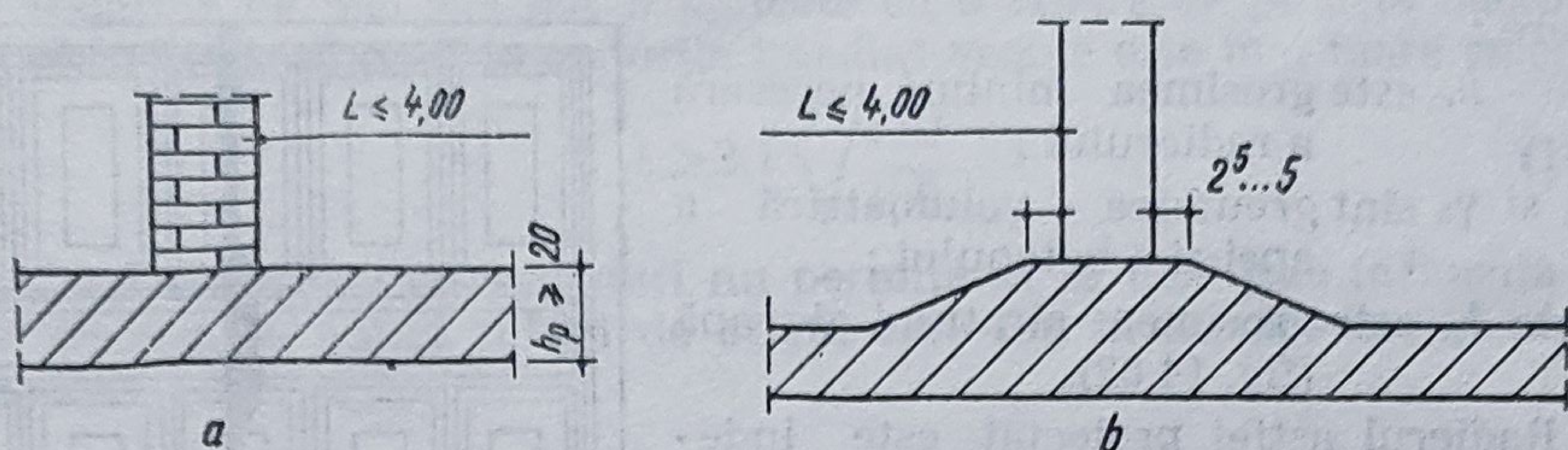


Fig. 14.84. Secțiuni prin radier placă :
a — placă dreaptă; *b* — placă cu vute în vecinătatea peretelui.

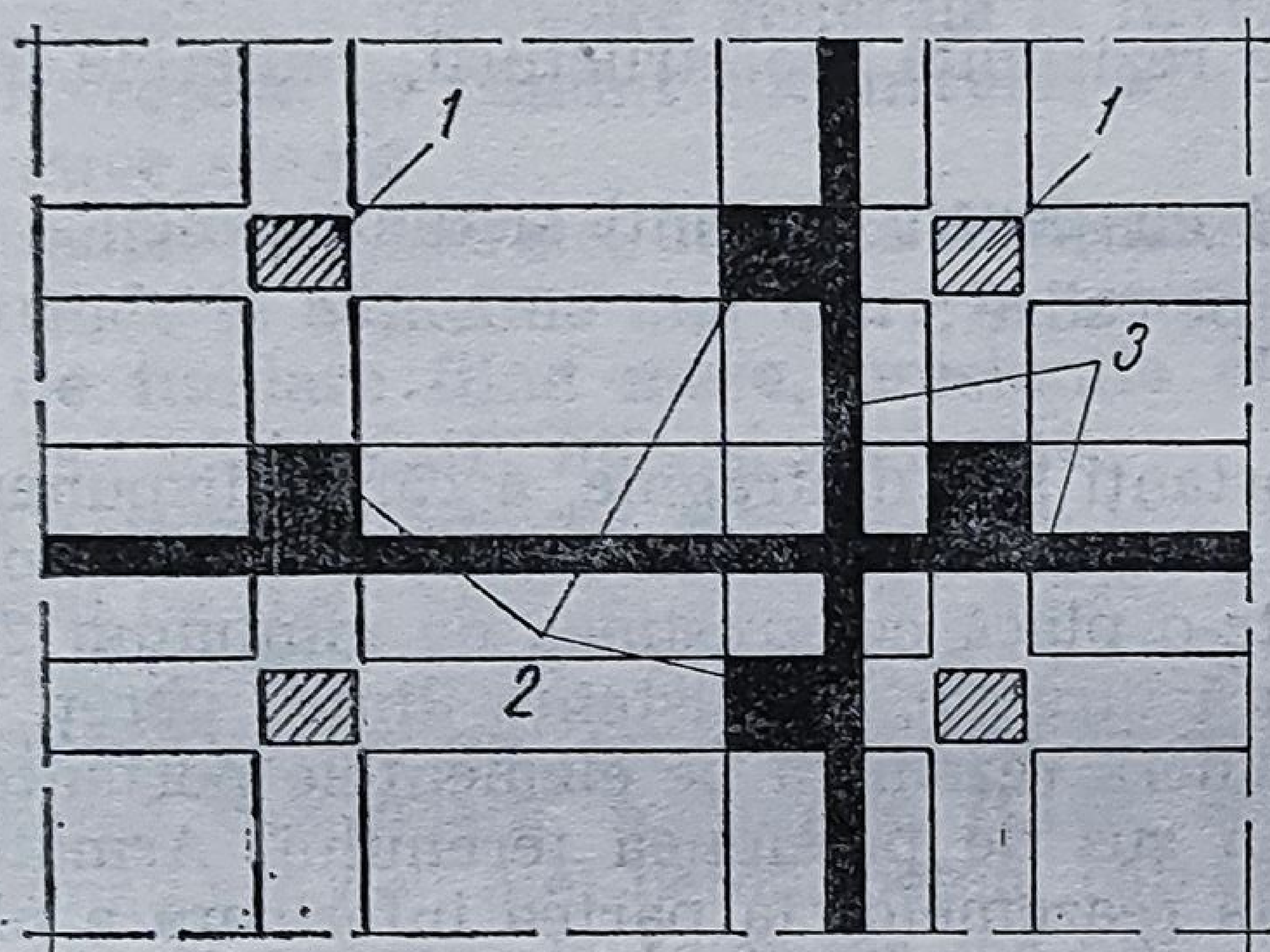


Fig. 14.85. Radier pe rețele de grinzi ortogonale avînd aceeași înălțime :
1 — stîlp; *2* — grinzi; *3* — placă.

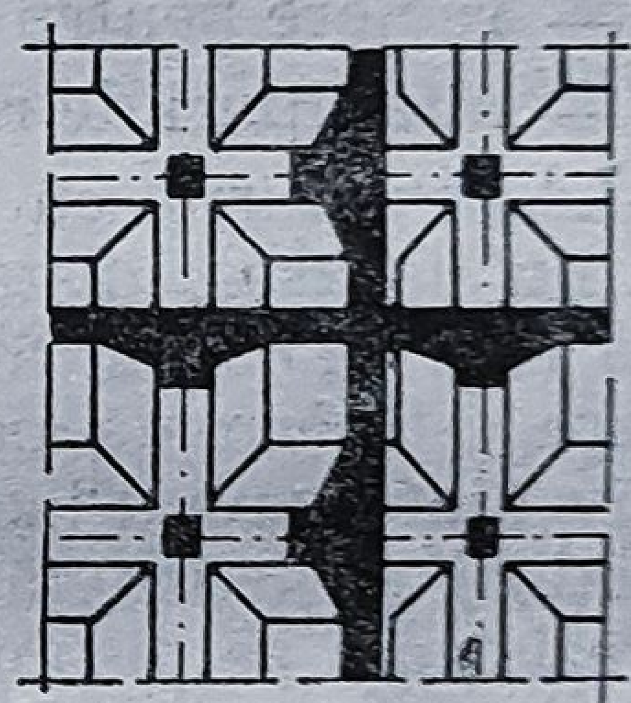


Fig. 14.86. Radier pe rețele de grinzi vutate în zona stîlpilor.

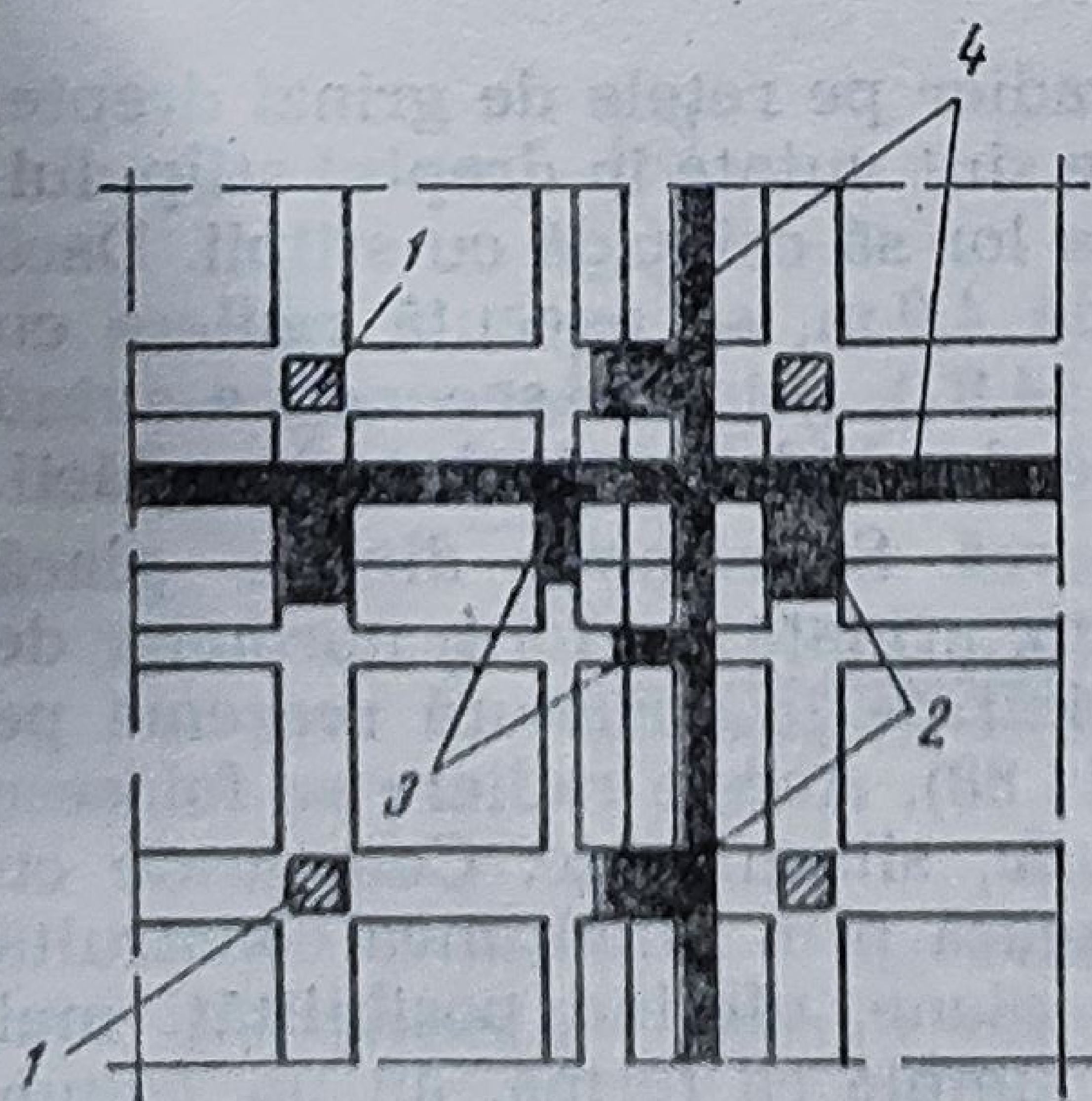


Fig. 14.87. Radier cu grinzi principale și secundare :
1 — stîlp; *2* — grindă principală; *3* — grindă secundară; *4* — placa radierului.

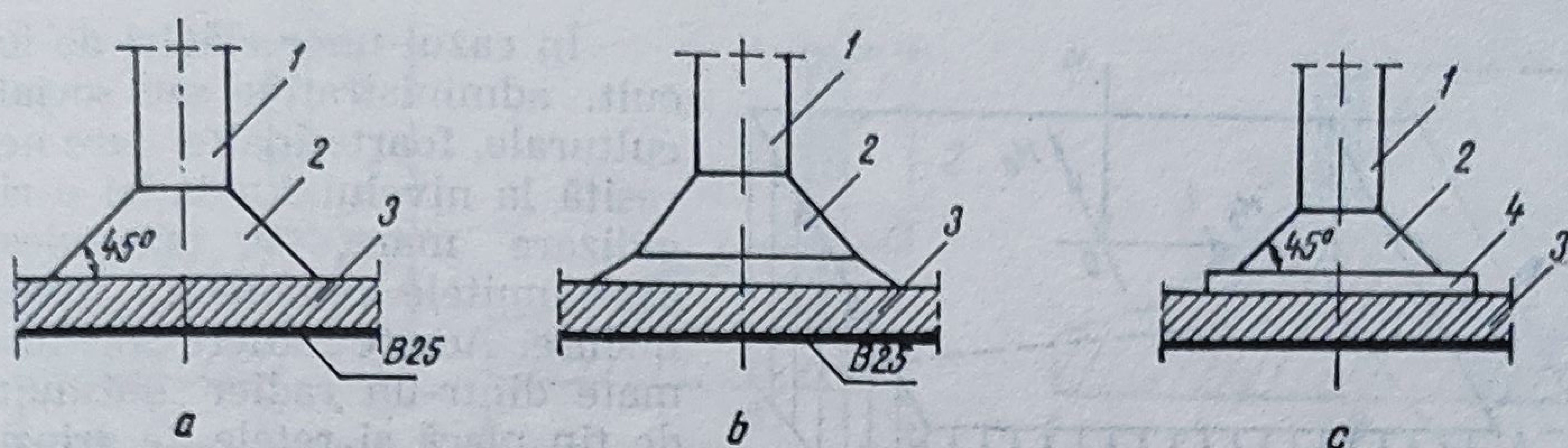


Fig. 14.88. Radier de tip planșeu-ciupercă :
a — capitel simplu; *b* — capitel cu frîntură; *c* — capitel cu placă de rezemare; *1* — stîlp; *2* — capitel; *3* — placa radierului; *4* — placă intermediară de rezemare.

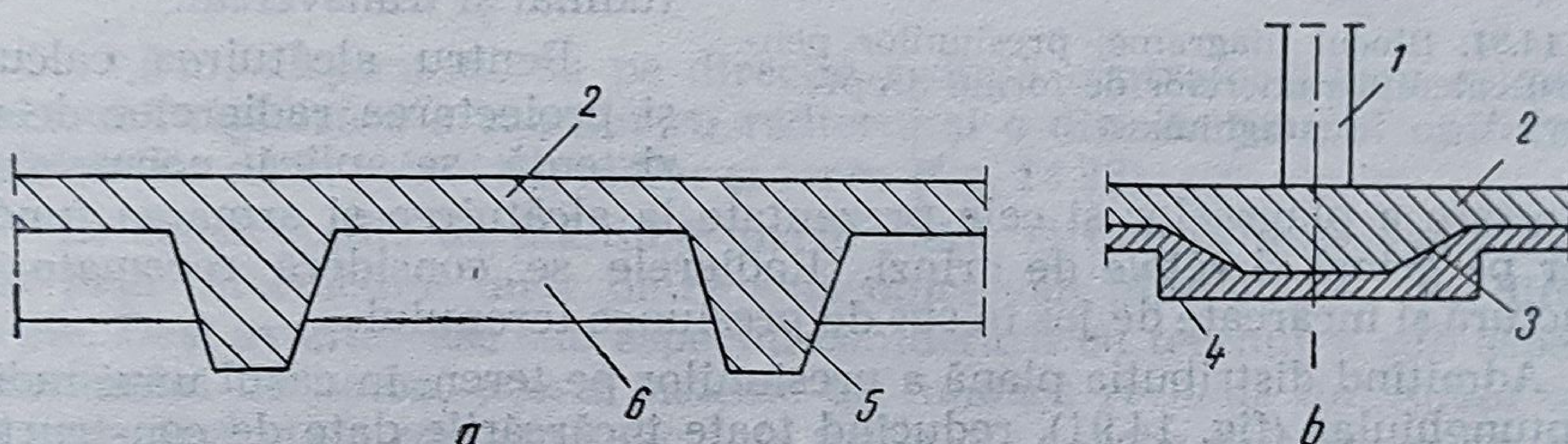


Fig. 14.89. Radier general cu placa sus :
a — radier pe rețele de grinzi; *b* — radier cu placa vutată jos; *1* — stîlp; *2* — placă; *3* — vută; *4* — beton de egalizare; *5* — grindă principală; *6* — grindă secundară.

de cofraje și manoperă mai scăzut, și un consum specific de beton și oțel-beton mai redus etc.

Atît la radierele cu grinzi cît și la cele de tip planșeu-ciupercă, pentru a se realiza o înălțime utilă mai mare a subsolului, ele pot fi executate cu placa sus (fig. 14.89, *a*) și cu grinzile sau capitelul îngropate în pămînt. În cazul în care sînt necesare lucrări de hidroizolare a radierului, din cauza dificultăților de executare a acestora, cît și a lucrărilor de cofrare, nu se recomandă soluția cu placa sus.

În cazul radierelor cu capitel, pentru a obține fața superioară a plăcii radierului perfect plană, capitelul poate fi înlocuit cu o vutare a plăcii la partea inferioară (fig. 14.89, *b*). Se obține în felul acesta și o înălțime utilă mai mare a subsolului.

La construcții industriale care transmit încărcări mari fundației, sau la care în timpul exploatării se pot produce modificări mari în regimul de încărcare, de exemplu, la silozuri, în vederea redistribuirii în condiții cît mai bune a presiunilor pe teren sînt necesare radiere cu rigiditate cît mai mare. În asemenea cazuri se execută radiere sub forma unor plăci de grosime mare 0,8 . . . 1,2 m (fig. 14.90), pe care stîlpii reazemă direct, fără capitel.

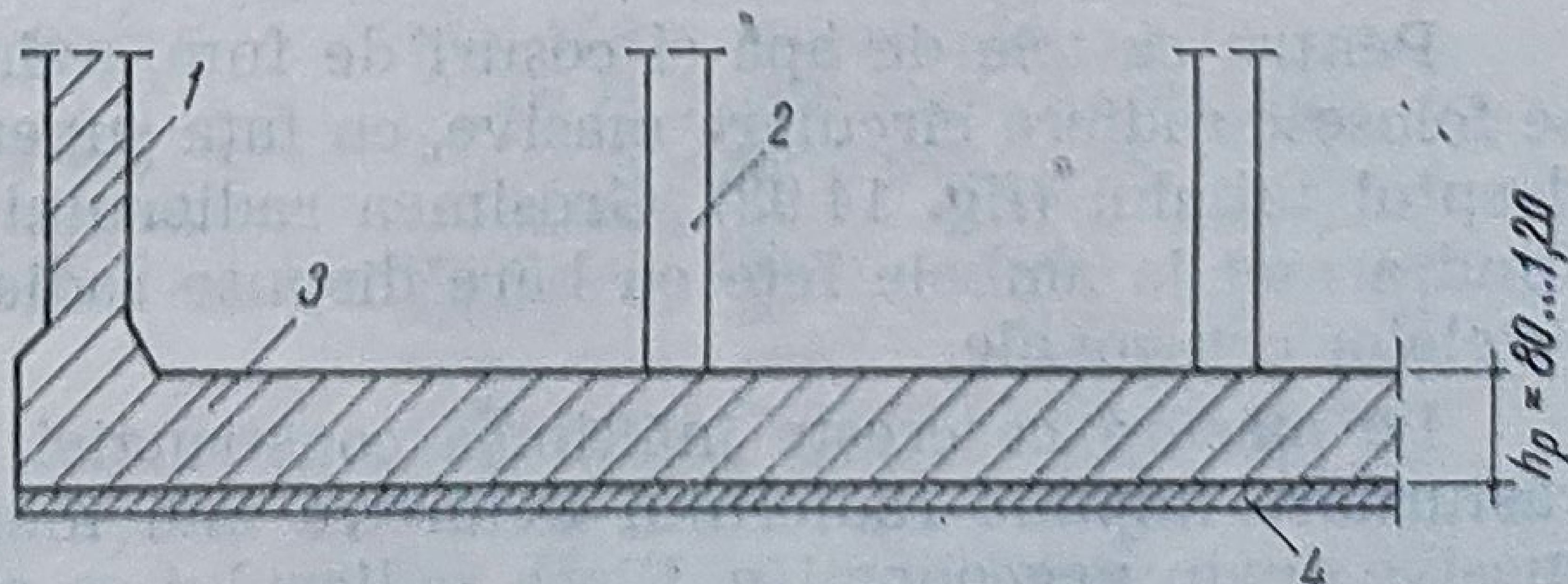


Fig. 14.90. Radier cu placă groasă și stîlpi fără capitel :
1 — perete din beton armat; *2* — stîlp; *3* — placă; *4* — beton de egalizare.

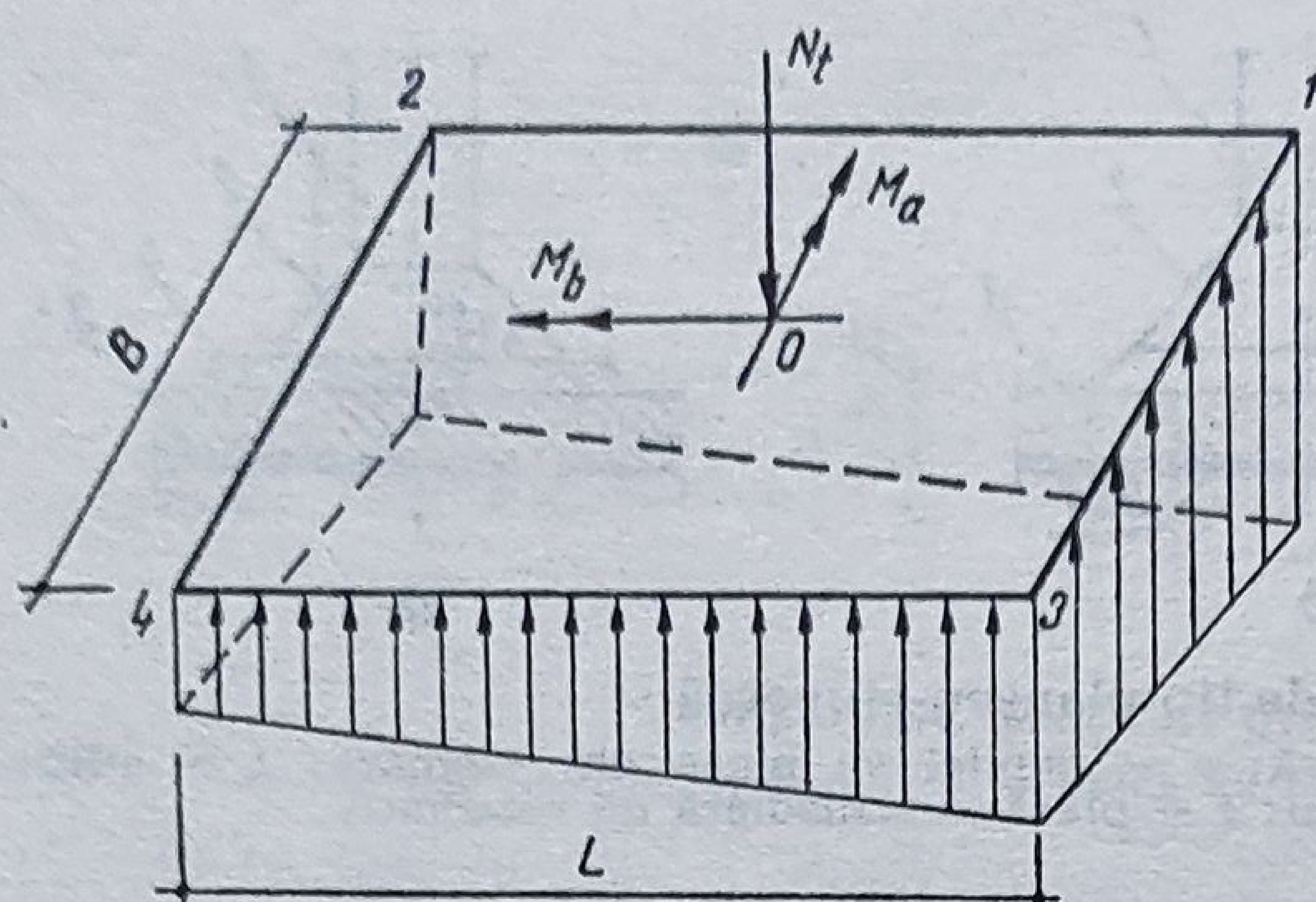


Fig. 14.91. Blocul diagramei presiunilor pentru calculul radierelor de formă dreptunghiulară.

În cazul unor clădiri de locuit, administrative sau social-culturale, foarte înalte, care necesită la nivelul fundației o rigidizare mare, se alcătuiesc așa-numitele radiere cu casete închise. Aceste radiere sînt formate dintr-un radier obișnuit, de tip placă și rețele de grinzi, legat cu planșeul peste subsol prin intermediul unor pereți din beton armat, dispuși longitudinal și transversal.

Pentru alcătuirea, calculul și proiectarea radierelor de rezistență se aplică normele de proiectare a planșeelor și cele prezentate la alcătuirea și armarea fundațiilor pe grinzi și rețele de grinzi. Radierele se consideră rezemate pe structură și încărcate de jos în sus de presiunea terenului.

Admițînd distribuția plană a presiunilor pe teren, în cazul unui radier dreptunghiular (fig. 14.91), reducînd toate încărcările date de construcție, la o forță axială N_t și un moment rezultant M_t, în raport cu centrul de inerție al suprafeței de contact al radierului de dimensiuni L și B, se obțin presiunile efective la colțuri care trebuie să satisfacă condițiile de capacitate portantă a terenului și care definesc blocul diagramei de presiuni, cu care se încarcă radierul :

$$p_{1,2,3,4}=\frac{N_t}{L\,B}\left(1\pm\frac{6e_L}{L}\pm\frac{6e_B}{B}\right). \tag{14.99}$$

Atunci cînd se cer calcule mai exacte, presiunea pe teren se va stabili cu o metodă de calcul, bazată pe modelul coeficientului de pat sau al teoriei elasticității.

În cazul unor construcții înalte, cum sînt castelele de apă, coșurile de fum și de dispersie a gazelor, turnurile de telecomunicație etc., solicitate la forțe orizontale mari, din acțiunea vîntului și din seism, fundația trebuie să asigure pe lîngă condiția de transmitere a încărcărilor terenului de fundare și aceea de stabilitate la răsturnare. Înălțimea acestor construcții necesită o mai bună încastrare a lor în teren, ceea ce conduce la adîncimi de fundare de ordinul a 3 . . . 8 m, funcție de înălțimea clădirii și de natura terenului de fundare.

Cum aceste construcții au, în general, structură tubular circulară sau poligonală, fundațiile urmăresc conturul structurii, fiind realizate sub forma unor radiere speciale, circulare sau inelare.

Pentru castele de apă și coșuri de fum, avînd înălțimea relativ mică, se folosesc radiere circulare masive, cu fața superioară plană sau vutată în dreptul tubului (fig. 14.92). Grosimea radierului este de (1,00 . . . 3,5) m, fiind armat la ambele fețe cu bare dispuse radial și inelar sau sub forma rețelelor ortogonale.

Pe măsură ce crește înălțimea construcției, condiția de stabilitate la răsturnare impune radierului diametre mai mari, caz în care radierele masive devin neeconomice. Placa radierului se alege de grosimi mai mici,

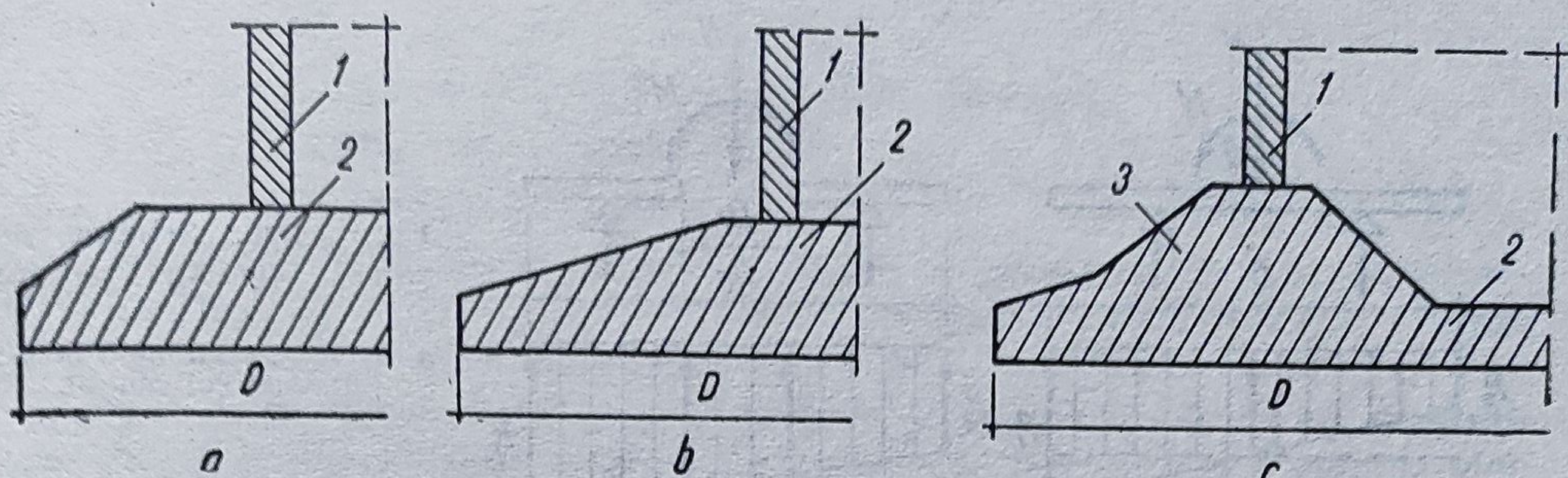


Fig. 14.92. Radiere circulare masive :
a și *b* — radiere plane; *c* — radier vutat; *1* — peretele tubului; *2* — radier; *3* — vută.

0,8 ... 1,5 m, dispunîndu-se pe direcție radială contraforți care asigură o mai bună rigidizare a tubului cu radierul și o distribuție mai uniformă a încărcărilor de la tub către radier și teren (fig. 14.93).

La construcțiile de înălțime foarte mare, structura este legată de radier prin intermediul unor pînze tronconice sau hiperbolice, de diferite forme. Deși avantajoase sub aspectul conlucrării cu terenul și sub aspectul consumului de beton, aceste sisteme de fundare reclamă un volum mare de manoperă și un consum ridicat de materiale pentru cofraje. În fig. 14.94 se arată o soluție de fundare cu radier circular sub pînze tronconice.

Metodele aproximative de calcul consideră radierul rezemat sau încastrat în structură, sau în elementele de legătură dintre radier și structură, și încărcat de jos în sus de presiunea pe teren stabilită în ipoteza dis-

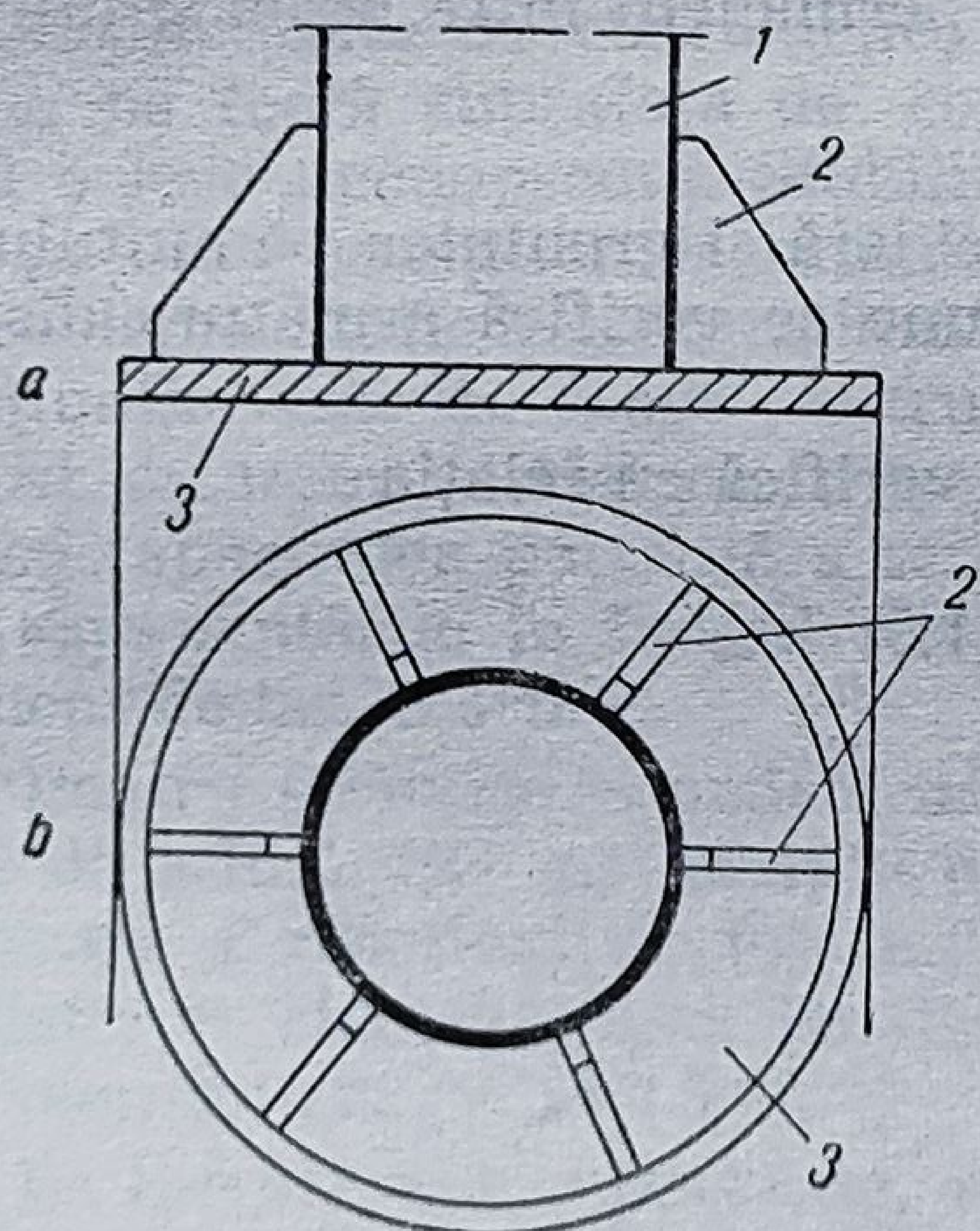


Fig. 14.93. Radier circular cu contraforți :
a — secțiune verticală; *b* — vedere în plan; *1* — tub; *2* — contraforți; *3* — placa radierului.

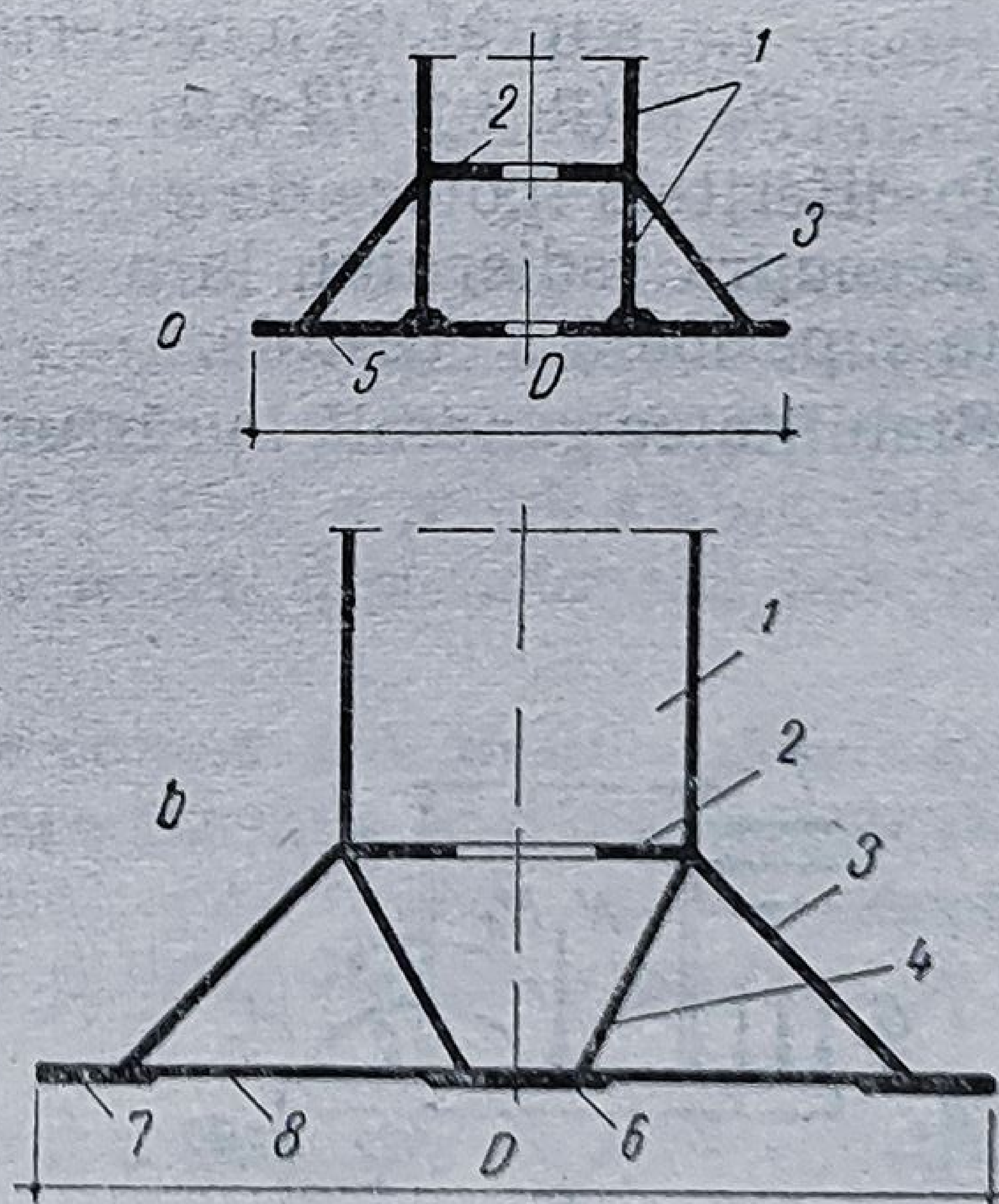


Fig. 14.94. Radier circular cu placa de bază sub pînze tronconice :
a — cu o pînză tronconică pentru radiere de diametre mici; *b* — cu două pînze tronconice pentru radiere de diametru mare; *1* — tub; *2* — planșeu de rigidizare; *3* — pînză tronconică cu baza mare jos; *4* — pînză tronconică cu baza mică jos; *5* — radier circular cu gol central; *6* — placă circulară centrală; *7* — placă marginală inelară; *8* — placă de legătură între plăcile 6 și 7.

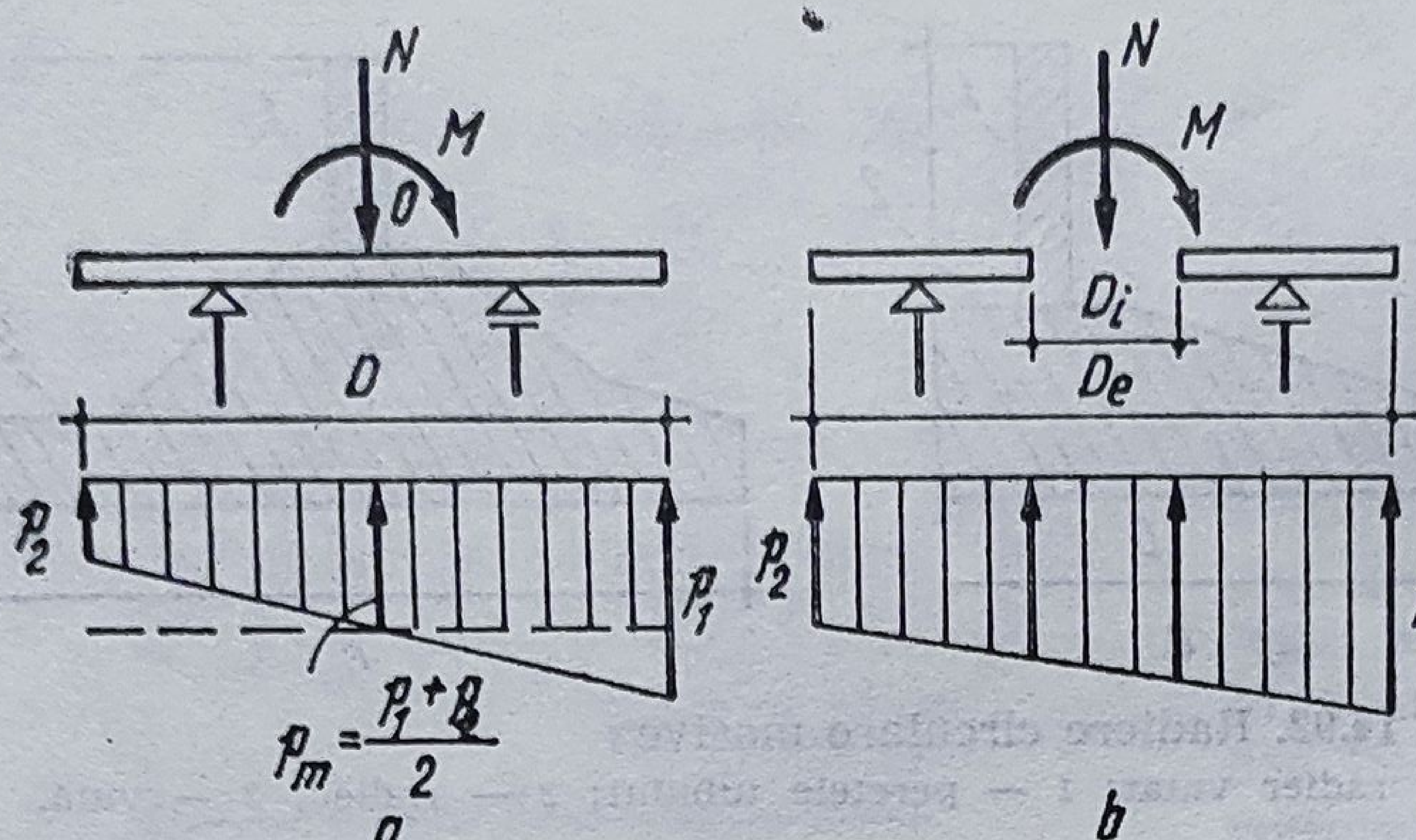


Fig. 14.95. Scheme de calcul pentru radiere circulare :
a — cu secțiune plină; *b* — cu gol central.

tribuției plane (fig. 14.95). Din diagrama presiunilor pentru un radier circular cu secțiune plină, se obține

$$p_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} = \frac{4N}{\pi D^2} \pm \frac{32}{\pi} \frac{M}{D^3}, \qquad (14.100)$$

iar în cazul radierului cu gol central :

$$p_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} = \frac{4N}{\pi D^2} \pm \frac{32\ D_e M}{\pi\ (D_e^4 - D_i^4)}, \qquad (14.101)$$

în care :

$p_1 = p_{max} \leqslant \alpha\, p_{tr}$, condiționează diametrul radierului ;
$p_2 = p_{min} > 0$, asigură contactul permanent între teren și întreaga suprafață a radierului ;
$p_m = (p_1 + p_2)/2 \leqslant p_{tr}$.

În diferitele ipoteze de calcul se consideră și greutatea pămîntului situat deasupra radierului, la a cărui acțiune se verifică armătura dispusă la fața superioară a acestuia.

Stabilitatea generală la răsturnare se verifică cu relația

$$n_r = \frac{M_s}{M_r} \geqslant 1{,}5, \qquad (14.102)$$

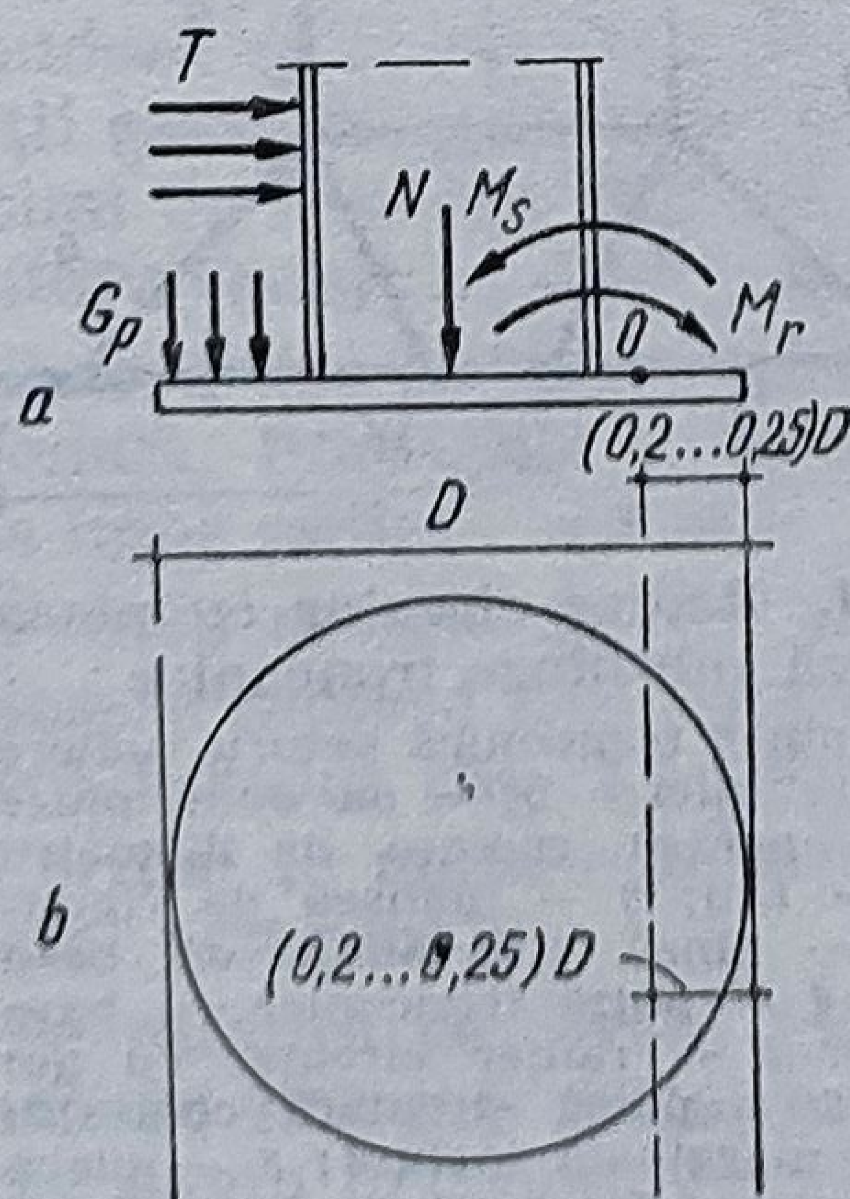


Fig. 14.96. Stabilitatea la răsturnare :
a — schema încărcărilor; *b* — axa față de care se face verificarea.

în care :

n_r este coeficientul de siguranță la răsturnare ;

M_s — momentul de stabilitate ;

M_r — momentul de răsturnare.

Se consideră că tendința de răsturnare se manifestă în jurul unei secante situată la (0,20 ... 0,25) D față de marginea radierului (*fig. 14.96*), secantă în raport cu care se stabilesc M_s și M_r.

Pentru un calcul mai exact se consideră radierul încărcat cu sarcinile date de structură, stabilindu-se variația forțelor tăietoare și a momentelor încovoietoare cu relațiile cunoscute din teoria elasticității.

14.3. CALCULUL GRINZILOR DE FUNDARE

14.3.1. NOȚIUNI GENERALE

Grinzile de fundare se folosesc, așa cum s-a arătat, atunci cînd terenul de fundare prezintă o capacitate portantă scăzută și cînd se impune ca, la nivelul fundației, construcția să prezinte o rigiditate mai sporită.

Pentru motivele arătate, în majoritatea cazurilor, grinzile de fundare pot fi încadrate în categoria grinzilor rigide, avînd, în raport cu terenul de fundare, o rigiditate mult mai mare.

Grinda așezată pe terenul de fundare, deformîndu-se sub acțiunea încărcărilor date de construcție, antrenează în acest proces terenul, care opune pe toată suprafața de contact grindă-teren reacțiuni distribuite după o lege necunoscută. Stabilirea acestei legi nu poate fi realizată numai pe baza ecuațiilor de echilibru static, grinzile de fundare constituind o problemă static nedeterminată. Cunoașterea modului de distribuție a reacțiunilor este necesară pentru a putea stabili suprafața de rezemare a grinzii pe teren, astfel ca intensitatea maximă a reacțiunii să nu depășească capacitatea portantă a terenului și pentru a putea stabili deformațiile și solicitările în lungul fundației necesare dimensionării acesteia ca element de beton armat.

Pentru înlăturarea nedeterminării se cunosc mai multe modele și metode de calcul. Cel mai simplu model, care permite stabilirea legii de repartizare a reacțiunilor, folosind ecuațiile echilibrului static, consideră fundația ca element rigid, iar distribuția presiunilor pe suprafața de contact plan-liniară (v. 14.2.3.2).

La lucrări mai importante, atunci cînd încărcările date de construcție, geometria și rigiditatea grinzii precum și natura terenului conduc la solicitări importante din încovoiere în lungul grinzii, legea distribuției plane a reacțiunilor poate conduce la subdimensionarea sau supradimensionarea unor secțiuni. În asemenea situații se impun modele de calcul mai apropiate de comportarea reală, care dau o lege neliniară de repartizare a reacțiunilor terenului.

Pentru calculul grinzilor de fundare se folosește pe scară largă modelul Fuss-Winkler (modelul coeficientului de pat) și modelul teoriei elasticității.

14.3.2. CALCULUL GRINZILOR DE FUNDARE ÎN MODELUL FUSS-WINKLER

Modelul are la bază ipoteza contactului permanent între grinda de fundare și teren și faptul că, sub acțiunea încărcărilor, deformațiile terenului în toate punctele de pe suprafața de contact urmăresc deformațiile grinzii.

În aceste condiții, în fiecare punct de pe suprafața de contact, între reacțiunea terenului p și deformația y există relația

$$p=k_s\,y\,; \tag{14.103}$$

Coeficientul $k_s[F:L^3]$ este coeficientul de pat sau de rigiditate al terenului, fiind numeric egal cu mărimea intensității presiunii terenului, în secțiunea dată, care produce în acea secțiune tasarea $y=1$.

Cu toate că modelul prezintă o serie de neajunsuri în redarea comportării reale, el este folosit pentru avantajele pe care le oferă în elaborarea metodelor de analiză și calcul. Pentru aplicarea lui este necesară cunoașterea valorii coeficientului k_s. Valorile orientative ale acestuia sînt funcție de natura terenului (tab. 14.11).

Tabelul 14.11

Valorile coeficientului de pat funcție de natura terenului

COEFICIENȚII k_S, în daN/cm³						
0 – 2,76 – 4,15	4,15 – 5,52	5,52 – 6,9	6,9 – 13,8	13,8		22,1
Natura terenului						
Teren foarte slab	Teren slab	Teren de fundare potrivit pînă la bun	Teren foarte bun	Rocă slabă	Rocă bună	Stîncă

G - Pietriș
S - Nisip
M - „Mo" nisip fin, mil
C - Argilă
F - Material mai mic de 0,1 mm
O - Material organic
W - Granulație neuniformă (bine gradată)
P - Granulație uniformă
L - Compresibilitate mică pînă la medie
H - Compresibilitate mare

GW, GC, GP, GF, SW, SC, SP, SF, CH, ML, OH, CL, OL, MH

Datorită neuniformității și anizotropiei terenului în lungul grinzilor de fundare, coeficientul k_s este variabil. În cazul unor obiective de mare importanță, acest coeficient poate fi stabilit prin încercări de teren cu placa rigidă sau pe modele de fundații la scară redusă, aplicînd relația (14.103), în care se va înlocui presiunea medie pe suprafața de contact, iar în loc de y, se va trece tasarea medie măsurată în timpul încercării.

14.3.2.1. Calculul grinzilor de fundare prin integrarea ecuației diferențiale. Ecuația diferențială a axei deformate a grinzii pe teren, poate fi scrisă sub forma

$$\frac{d^4y}{dx^4}+\frac{k_s\cdot b}{EI}\,y=\frac{q(x)}{EI}\quad \text{sau}\quad \frac{d^4y}{dx^4}+4\alpha^4y=\frac{q(x)}{EI}\,, \tag{14.104}$$

în care:

y este săgeata grinzii în secțiunea x;
EI — rigiditatea grinzii;

$q(x)$ — încărcarea pe grindă, considerată ca sarcină distribuită, aferentă unui metru de lungime ;
b — lățimea grinzii ;

$$4\alpha^4 = \frac{k_s b}{EI} \text{ sau } \alpha = \sqrt[4]{\frac{k_s b}{4EI}} \; (L^{-1}). \tag{14.105}$$

Pentru un interval de grindă neîncărcat, termenul liber fiind zero, ecuația diferențială devine omogenă și permite o soluție de forma

$$y = e^{-\alpha x}(A \cos \alpha x + B \sin \alpha x) + e^{\alpha x}(C \cos \alpha x + D \sin \alpha x). \tag{14.106}$$

Derivînd succesiv, se obțin soluțiile pentru y θ, M și T :

$$\theta = \frac{dy}{dx}\,; \quad -\frac{M}{EI} = \frac{d^2y}{dx^2}\,; \quad -\frac{T}{EI} = \frac{d^3y}{dx^3}. \tag{14.107}$$

Constantele de integrare A, B, C și D, se stabilesc din condițiile pe care trebuie să le satisfacă soluția y la cele două capete ale grinzii, adică pentru un capăt : liber, $M=0$ și $T=0$; articulat, $y=0$ și $M=0$; încastrat, $y=0$ și $\theta=0$.

Considerînd o grindă de lungime infinită, la care încărcarea concentrată P acționează la distanță suficient de mare față de capătul grinzii (fig. 14.97), raportată la un sistem de axe cu originea în punctul de aplicare al forței, soluțiile pentru ramura de la 0 la $+\infty$ sînt date de relațiile :

$$y_x = \frac{P\alpha}{2k_s}\varphi_1(\alpha x)\,; \quad M_x = \frac{P}{4\alpha}\varphi_3(\alpha x)\,;$$

$$\theta_x = -\frac{P\alpha^2}{k_s}\varphi_2(\alpha x)\,; \quad T_x = -\frac{P}{2}\varphi_4(\alpha x). \tag{14.108}$$

Funcțiile φ_1 la φ_4 se dau în tabelul 14.12.

Cum grinzile de fundare sînt grinzi de lungime finită, se prezintă două metode aplicate în mod curent la calculul acestora.

Metoda grinzii de lungime infinită echivalentă. Grinda dată de lungime AB, încărcată ca în fig. 14.98 se consideră că face parte dintr-o grindă de lungime infinită, care, pe intervalul AB, se comportă ca și grinda inițială. Aceste condiții sînt îndeplinite dacă secțiunile A și B ale grinzii infinite satisfac condițiile de capăt ale grinzii finite. Grinzile de fundare au în mod curent capetele libere, putînd scrie condițiile $M_A = M_B = 0$ și $T_A = T_B = 0$. Se poate realiza acest mod de lucru dacă pe grindă se introduc două forțe concentrate X_1 și X_2 în stînga grinzii reale și alte două forțe X_3 și X_4, în dreapta, la distanțele arbitrar alese, x_1, x_2, x_3 și x_4. Punînd condițiile de capăt, se obțin patru ecuații

$$M_A = \frac{1}{4\alpha}\{X_1\varphi_1(\alpha x_1) + X_2\varphi_1(\alpha x_2) + P_1\varphi_4(\alpha a_1) + P_2\varphi_1(\alpha a_2) + $$
$$+ X_3\varphi_1[\alpha(l+x_3)] + X_4\varphi_1[\alpha(l+x_4)]\} = 0\,; \tag{14.109}$$

$$T_A = -\frac{1}{2}\{X_1\varphi_4(\alpha x_1) + X_2\varphi_4(\alpha x_2) - P_1\varphi_4(\alpha a_1) -$$
$$- P'\varphi_4(\alpha a_1) - X_3\varphi_4[\alpha(l+x_3)] - X_4\varphi_4[\alpha(l+x_4)]\} = 0\,; \tag{14.110}$$

în mod identic se scriu și condițiile $M_B=0$ și $T_B=0$.

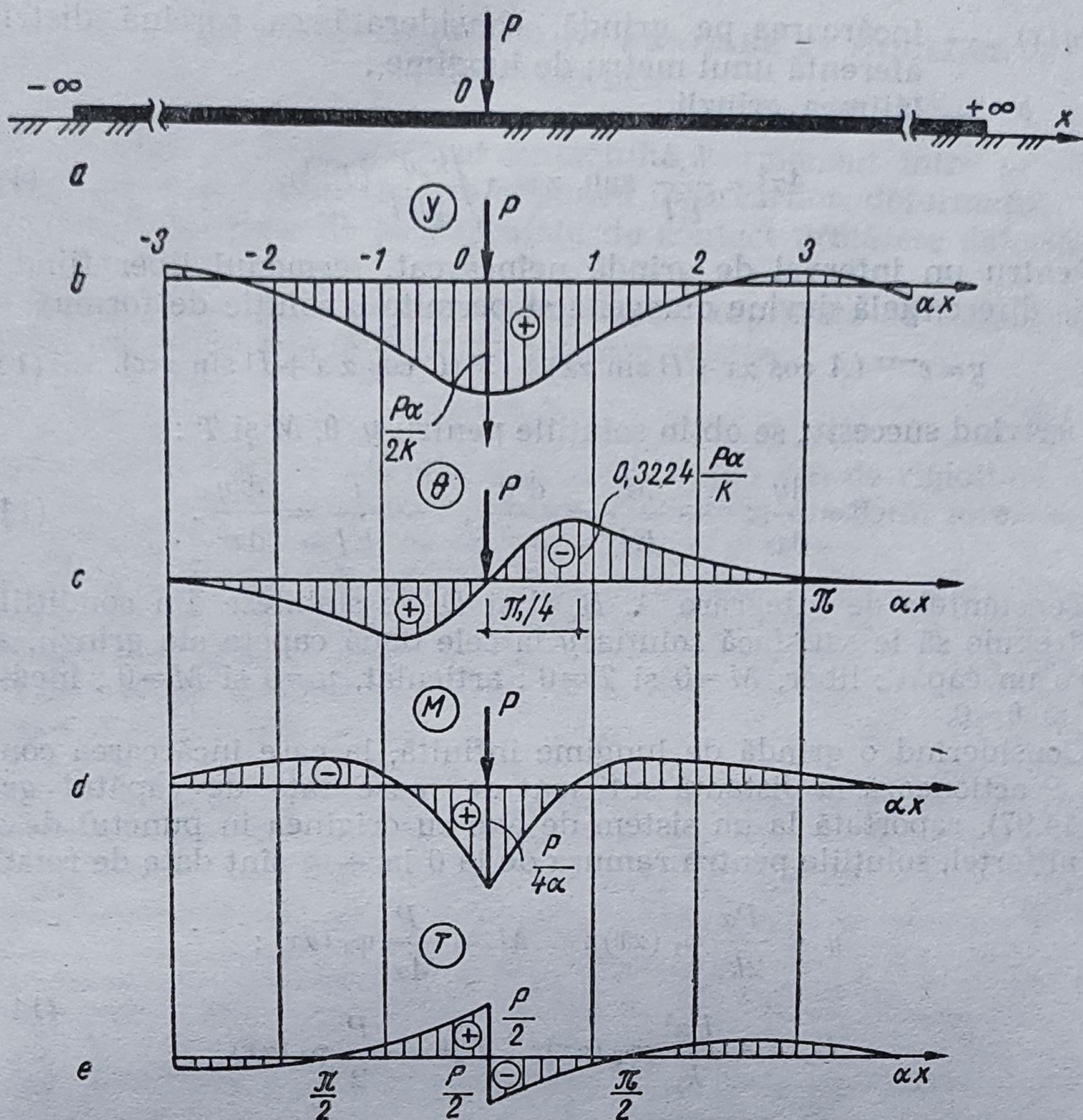


Fig. 14.97. Grinda de lungime infinită:

a — schema încărcării; *b* ... *e* — diagramele de variație a deformațiilor și solicitărilor în lungul grinzii.

TABELUL 14.12

Valorile funcțiilor

$$\varphi_1(\alpha x) = e^{-\alpha x}(\cos \alpha x + \sin \alpha x)$$

$$\varphi_2(\alpha x) = e^{-\alpha x} \sin \alpha x;$$

$$\varphi_3(\alpha x) = e^{-\alpha x}(\cos \alpha x - \sin \alpha x);$$

$$\varphi_4(\alpha x) = e^{-\alpha x} \cos \alpha x$$

αx	$\varphi_1(\alpha x)$	$\varphi_2(\alpha x)$	$\varphi_3(\alpha x)$	$\varphi_4(\alpha x)$	αx	$\varphi_1(\alpha x)$	$\varphi_2(\alpha x)$	$\varphi_3(\alpha x)$	$\varphi_4(\alpha x)$
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0,0	1,0000	0,0000	1,0000	1,0000	3,5	—0,0389	—0,0106	—0,0177	—0,0283
0,1	0,9907	0,0903	0,8100	0,9003	3,6	—0,0366	—0,0121	—0,0124	—0,0245
0,2	0,9651	0,1627	0,6398	0,8024	3,7	—0,0341	—0,0131	—0,0079	—0,0210
0,3	0,9267	0,2189	0,4888	0,7077	3,8	—0,0314	—0,0137	—0,0040	—0,0177
0,4	0,8784	0,2610	0,3564	0,6174	3,9	—0,0286	—0,0140	—0,0008	—0,0147
					$5\pi/4$	—0,0279	—0,0139	0,0000	—0,0139

0	1	2	3	4	5	6	7	6	9
0,5	0,8231	0,2908	0,2415	0,5323	4,0	—0,0258	—0,0139	+0,0019	—0,0120
0,6	0,7628	0,3099	0,1431	0,4530	4,1	—0,0231	—0,0136	0,0040	—0,0095
0,7	0,6997	0,3199	+0,0599	0,3798	4,2	—0,0204	—0,0131	0,0057	—0,0074
π/4	0,6448	0,3224	0,0000	0,3224	4,3	—0,0179	—0,0125	0,0070	—0,0054
0,8	0,6354	0,3223	—0,0093	0,3131	4,4	—0,0155	—0,0117	0,0079	—0,0038
0,9	0,5712	0,3185	—0,0657	0,2527					
1,0	0,5083	0,3096	—0,1108	0,1988	4,5	—0,0132	—0,0108	0,0085	—0,0023
1,1	0,4476	0,2967	—0,1457	0,1510	4,6	—0,0111	—0,0100	0,0089	—0,0011
1,2	0,3899	0,2807	—0,1716	0,1091	4,7	—0,0092	—0,0091	0,0090	+0,0001
1,3	0,3355	0,2626	—0,1897	0,0729	6π/4	—0,0090	—0,0090	0,0090	0,0000
1,4	0,2849	0,2430	—0,2011	0,0419	4,8	—0,0075	—0,0082	0,0089	+0,0007
					4,9	—0,0059	—0,0073	0,0087	0,0014
1,5	0,2384	0,2226	—0,2068	+0,0158	5,0	—0,0046	—0,0065	0,0084	0,0019
π/2	0,2079	0,2079	—0,2079	0,0000	5,1	—0,0033	—0,0057	0,0080	0,0023
1,6	0,1959	0,2018	—0,2077	—0,0059	5,2	—0,0023	—0,0049	0,0075	0,0026
1,7	0,1576	0,1812	—0,2047	—0,0235	5,3	—0,0014	—0,0042	0,0069	0,0028
1,8	0,1234	0,1610	—0,1985	—0,0376	5,4	—0,0006	—0,0035	0,0064	0,0029
1,9	0,0932	0,1415	—0,1899	—0,0484	7π/4	0,0000	—0,0058	0,0058	0,0029
2,0	0,0667	0,1230	—0,1794	—0,0563	5,5	0,0000	—0,0029	0,0058	0,0029
2,1	0,0439	0,1057	—0,1675	—0,0618	5,6	+0,0005	—0,0023	0,0052	0,0029
2,2	0,0244	0,0895	—0,1548	—0,0652	5,7	0,0010	—0,0018	0,0046	0,0028
2,3	+0,0080	0,0748	—0,1416	—0,0668	5,8	0,0013	—0,0014	0,0041	0,0027
3π/4	0,0000	0,0670	—0,1340	—0,0670	5,9	0,0015	—0,0010	0,0036	0,0026
2,4	—0,0056	0,0613	—0,1282	—0,0669	6,0	0,0017	—0,0007	0,0031	0,0024
2,5	—0,0166	0,0492	—0,1149	—0,0658	6,1	0,0018	—0,0004	0,0026	0,0022
2,6	—0,0254	0,0383	—0,1019	—0,0636	6,2	0,0019	—0,0002	0,0022	0,0020
2,7	—0,0320	0,0287	—0,0895	—0,0608	8π/4	0,0019	0,0000	0,0019	0,0019
2,8	—0,0369	0,0204	—0,0777	—0,0573	6,3	0,0019	+0,0001	0,0018	0,0018
2,9	—0,0403	0,0132	—0,0666	—0,0534	6,4	0,0018	0,0002	0,0015	0,0017
3,0	—0,0423	0,0070	—0,0563	—0,0493	6,5	0,0018	0,0004	0,0012	0,0015
3,1	—0,0431	+0,0019	—0,0469	—0,0450	6,6	0,0017	0,0005	0,0009	0,0013
π	—0,0432	0,0000	—0,0432	—0,0432	6,7	0,0016	0,0006	0,0006	0,0011
3,2	—0,0431	—0,0024	—0,0383	—0,0407	6,8	0,0015	0,0006	0,0004	0,0010
3,3	—0,0422	—0,0058	—0,0306	—0,0364	6,9	0,0014	0,0006	0,0002	0,0008
3,4	—0,0408	—0,0085	—0,0237	—0,0323	7,0	0,0013	0,0006	0,0001	0,0007
					9π/4	0,0012	0,0006	0,0000	0,0006

Rezolvînd sistemul, se obţin necunoscutele X_1 la X_4 cu ajutorul cărora se pot studia variaţia mărimilor y, θ, M şi T, pe intervalul AB, cu formulele stabilite pentru grinda infinită, considerîndu-se toate încărcările, inclusiv forţele $X_1 \dots X_4$.

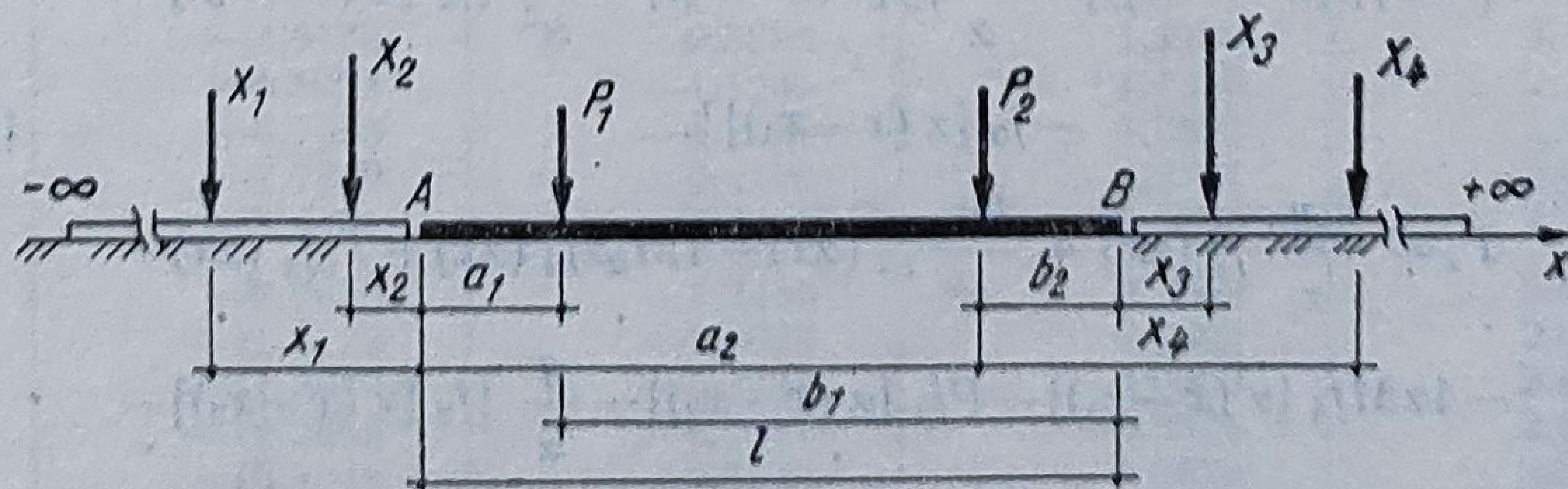


Fig. 14.98. Grindă de lungime infinită echivalentă.

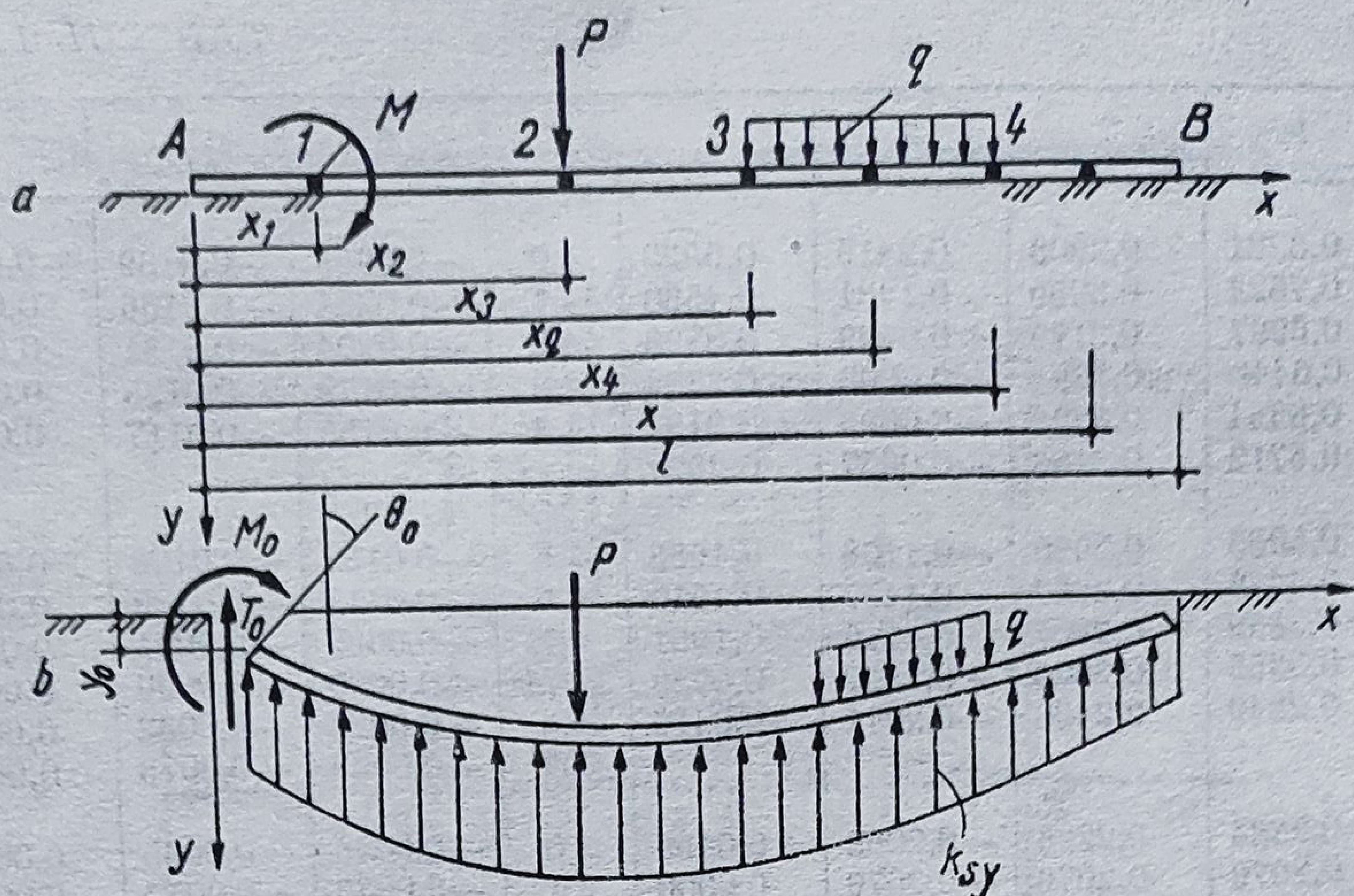


Fig. 14.99. Metoda parametrilor inițiali :
a — schema încărcărilor pe grinda reală ; *b* — modelul de calcul cu parametrii inițiali.

Metoda parametrilor inițiali. Constantele de integrare au o semnificație fizică legată de grindă ele reprezentînd : rotirea, săgeata, momentul încovoietor și forța tăietoare în originea sistemului de axe, care se alege în capătul din stînga al grinzii.

Fie o grindă de fundare încărcată ca în figura 14.99. Din condițiile de capăt puse soluției (14.106), rezultă constantele de integrare sub forma parametrilor inițiali : θ_0, y_0, M_0 și T_0.

Funcție de acești parametri pot fi scrise, în secțiunea x de pe grindă, relațiile :

$$y_x = y_0 f_1(\alpha x) + \frac{\theta_0}{\alpha} f_2(\alpha x) - 4\frac{M_0\alpha^2}{k_x} f_3(\alpha x) - 4\frac{T_0\alpha}{k_s} f_4(\alpha x) -$$

$$-4\frac{M\alpha^2}{k_s} f_3[\alpha(x-x_1)] + 4\frac{P\alpha}{k_s} f_4[\alpha(x-x_2)] -$$

$$-\frac{q}{k_s}\{f_1[\alpha(x-x_3)] - f_1[\alpha(x-x_3)]\}. \tag{14.111}$$

$$M_x = \frac{k_s y_0}{\alpha^2} f_3(\alpha x) + \frac{k_s\theta_0}{\alpha^3} f_4(\alpha x) + M_0 f_1(\alpha x) + \frac{T_0}{\alpha} f_2(\alpha x) +$$

$$+ M f_1[\alpha(x-x_1)] - \frac{P}{\alpha} f_2[\alpha(x-x_2)] - \frac{q}{\alpha^2}\{f_3[\alpha(x-x_3)] -$$

$$- f_3[\alpha(x-x_4)]\}. \tag{14.112}$$

$$T_x = \frac{k_s y_0}{\alpha} f_2(\alpha x) + \frac{k\theta_0}{\alpha^2} f_3(\alpha x) - 4M_0\alpha f_4(\alpha x) + T_0 f_1(\alpha x) -$$

$$-4\alpha M f_4[\alpha(x-x_1)] - P f_1[\alpha(x-x_2)] - \frac{q}{\alpha}\{f_2[\alpha(x-x_3)] -$$

$$- f_2[\alpha(x-x_4)]\}. \tag{14.113}$$

Parametrii inițiali se stabilesc din condițiile de capăt. Cum originea sistemului de axe se fixează la un capăt al grinzii, în general doi parametri sînt nuli, iar ceilalți doi se stabilesc punînd condițiile de capăt la extremitatea opusă a grinzii. Funcțiile f_1 la f_4 se dau în tabelul 14.13.

TABELUL 14.13

Valorile funcțiilor

$$f_1(\alpha x) = \text{ch}\,\alpha x \cdot \cos\alpha x$$

$$f_2(\alpha x) = \frac{1}{2}(\text{ch}\,\alpha x \sin\alpha x + \text{sh}\,\alpha x \cos\alpha x)$$

$$f_3(\alpha x) = \frac{1}{2}\,\text{sh}\,\alpha x \sin\alpha x$$

$$f_4(\alpha x) = \frac{1}{4}(\text{ch}\,\alpha x \sin\alpha x - \text{sh}\,\alpha x \cos\alpha x)$$

αx	$f_1(\alpha x)$	$f_2(\alpha x)$	$f_3(\alpha x)$	$f_4(\alpha x)$
0,00	1,0000	0,0000	0,0000	0,0000
0,10	1,0000	0,1000	0,0050	0,0002
0,20	0,9997	0,2000	0,0200	0,0014
0,30	0,9987	0,2999	0,0450	0,0045
0,40	0,9957	0,3997	0,0800	0,0107
0,50	0,9895	0,4990	0,1249	0,0208
0,60	0,9784	0,5974	0,1798	0,0360
0,70	0,9600	0,6944	0,2444	0,0571
0,80	0,9318	0,7891	0,3186	0,0852
0,90	0,8931	0,8804	0,4021	0,1211
1,00	0,8337	0,9668	0,4945	0,1659
1,10	0,7568	1,0465	0,5952	0,2203
1,20	0,6561	1,1173	0,7035	0,2852
1,30	0,5272	1,1767	0,8183	0,2612
1,40	0,3656	1,2217	0,9383	0,4490
1,50	0,1664	1,2486	1,0620	0,5490
$\pi/2$	0,0000	1,2546	1,1507	0,6273
1,60	—0,0754	1,2535	1,1873	0,6615
1,70	—0,3644	1,2322	1,3118	0,7863
1,80	—0,7060	1,1789	1,4326	0,9237
1,90	—1,1049	1,0888	1,5464	1,0727
2,00	—1,5656	0,9558	1,6490	1,2325
2,10	—2,0923	0,7735	1,7359	1,4020
2,20	—2,6882	0,5351	1,8018	1,5791
2,30	—3,3562	0,2335	1,8408	1,7614
2,40	—4,0976	—0,1386	1,8461	1,9461
2,50	—4,9128	—0,5885	1,8105	2,1293
2,60	—5,8003	—1,1236	1,7256	2,3065
2,70	—6,7565	—1,7509	1,5827	2,4725
2,80	—7,7759	—2,4770	1,3721	2,6208
2,90	—8,8471	—3,3079	1,0838	2,7443
3,00	—9,9669	—4,2485	0,7069	2,8346
3,10	—11,1119	—5,3023	0,2303	2,8823
π	—11,5919	—5,7744	0,0000	2,8872
3,20	—12,2656	—6,4711	—0,3574	2,8769
3,30	—13,4048	—7,7549	—1,0678	2,8068
3,40	—14,5008	—9,1507	—1,9121	2,6589

αx	$f_1(\alpha x)$	$f_2(\alpha x)$	$f_3(\alpha x)$	$f_4(\alpha x)$
3,50	—15,5198	—10,6525	—2,9014	2,4195
3,60	—16,4218	—12,2508	—4,0459	2,0735
3,70	—17,1622	—13,9315	—5,3544	1,6049
3,80	—17,6875	—15,6761	—6,8343	0,9969
3,90	—17,9387	—17,4599	—8,4909	0,2321
4,00	—17,8498	—19,2524	—10,3265	—0,7073
4,10	—17,3472	—21,0160	—12,3404	—1,8392
4,20	—16,3505	—22,7055	—14,5274	—3,1812
4,30	—14,7722	—24,2669	—16,8773	—4,7501
4,40	—12,5180	—25,6373	—19,3743	—6,5615
4,50	—9,4890	—26,7447	—21,9959	—8,6290
4,60	—5,5791	—27,5057	—24,7117	—10,9638
4,70	—0,6812	—27,8273	—27,4823	—13,5732
$3\pi/2$	0,0000	—27,8317	—27,8272	—13,9159
4,80	5,3164	—27,6052	—30,2589	—16,4604
4,90	12,5239	—26,7239	—32,9814	—19,6232
5,00	21,0504	—25,0565	—35,5775	—23,0526
5,10	30,9997	—22,4661	—37,9619	—26,7317
5,20	42,4661	—18,8057	—40,0350	—30,6346
5,30	55,5317	—13,9201	—41,6826	—34,7247
5,40	70,2637	—7,6440	—42,7727	—38,9524
5,50	86,7044	0,1901	—43,1593	—43,2557
5,60	104,8687	9,7544	—42,6775	—47,5558
5,70	124,7352	21,2199	—41,1454	—51,7563
5,80	146,2448	34,7564	—38,3640	—55,7429
5,90	169,2837	50,5203	—34,1198	—59,3805
6,00	193,6813	68,6578	—28,2116	—62,5106
6,10	219,2004	89,2947	—20,3043	—64,9518
6,20	245,5231	112,5249	—10,2356	—66,4981
2π	267,7468	133,8725	0,0000	—66,9362
6,30	272,2487	138,4120	2,2886	—66,9175
6,40	298,8909	166,9722	17,5362	—65,9486
6,50	324,7861	198,1637	35,7713	—63,3105
6,60	349,2554	231,8801	57,2528	—58,6870
6,70	371,4244	267,9374	82,2255	—51,7430
6,80	390,2947	306,0558	110,9087	—42,1190
6,90	404,7145	347,3499	143,4927	—30,1819
7,00	413,3762	386,8072	180,1191	—13,2842
7,10	414,8263	428,2849	220,8718	6,7296
7,20	407,4216	469,4772	265,7664	31,0281
7,30	389,3783	509,4157	314,7265	60,0189
7,40	358,7306	546,9343	367,5688	94,1019
7,50	313,3700	580,6710	423,9858	133,6506
7,60	251,0334	609,0402	483,5233	179,0035
7,70	169,3472	630,2295	545,5557	230,4412
7,80	65,8475	642,1835	609,2596	288,1681
$5\pi/2$	0,0000	643,9927	643,9926	321,9964
7,90	—62,0375	642,5872	673,6057	352,3123
8,00	—216,8647	628,8779	737,3101	422,8713
8,10	—401,1674	598,2344	798,8179	499,7008
8,20	—617,4142	547,5808	856,2878	582,4975
8,30	—867,9091	473,5998	907,5542	670,7544
8,40	—1 154,6587	372,7866	950,1158	763,7226

αx	$f_1(\alpha x)$	$f_2(\alpha x)$	$f_3(\alpha x)$	$f_4(\alpha x)$
8,50	—1 479,3701	241,4130	981,0084	860,3917
8,60	—1 843,2880	75,6088	997,2527	959,4484
8,70	—2 247,0402	—128,5824	994,9377	1 050,2280
8,80	—2 690,4845	—375,1167	970,1255	1 157,6830
8,90	—3 172,6917	—667,9794	918,3664	1 252,3561
9,00	—3 691,4815	—1 010,8800	834,8607	1 340,3007
9,10	—4 243,5551	—1 407,3600	714,4085	1 418,0030
9,20	—4 224,0587	—1 860,5265	551,4028	1 481,7611
9,30	—5 426,5154	—2 372,9488	340,3001	1 526,7834
9,40	—6 042,3167	—2 946,2708	74,8875	1 548,0229
3π	—6 195,8239	—3 097,9120	0,0000	1 548,9560
9,50	—6 660,9594	—3 581,4756	—250,9959	1 530,7419
9,60	—7 269,3664	—4 278,1693	—643,4861	1 495,5985
9,70	—7 851 7063	—5 034,4714	—1 108,6183	1 408,6174
9,80	—8 389,5687	—5 847,0360	—1 652,2517	1 271,2063
9,90	—8 860,9431	—6 710,2070	—2 279,7354	1 075,3680
10,0	—9 240,8733	—7 616,1462	—2 995,7095	812,3636

Metoda parametrilor inițiali oferă rezultate corespunzătoare pentru calculul grinzilor de fundare, dacă este satisfăcută condiția $\alpha' l \leqslant 5$. Pentru $\alpha' l > 5$ se recomandă aplicarea metodei grinzii infinite echivalente. În aceste condiții α' rezultă din relația

$$\alpha'^4 = k_s / 4\,EI.$$

Dacă grinda liberă la capete are lungimea $l \leqslant 1{,}2/\alpha'$, poate fi considerată ca o grindă foarte rigidă, presiunile pe teren putîndu-se determina, admițînd ipoteza distribuției plan-liniare.

La baza formulelor de mai sus stă ipoteza contactului permanent dintre grindă și teren. Cum terenul nu poate prelua reacțiuni de întindere, ipoteza nu mai este satisfăcută dacă : distanța de la un capăt pînă la cea mai apropiată forță este mai mare ca $\pi/2\,\alpha'$, sau dacă distanța dintre două forțe concentrate este mai mare ca π/α'. În general, grinzile de fundare satisfac aceste condiții.

Soluțiile stabilite corespund pentru cazul cînd k_s și EI sînt mărimi constante în lungul grinzii, iar forma soluțiilor se modifică de la un interval la altul, intervale definite de încărcările de pe grindă.

Aceste inconveniente fac ca aplicarea metodei să fie laborioasă și chiar dificilă în cazul variabilității coeficientului k_s și a rigidității grinzii.

14.3.2.2. **Calculul grinzilor de fundare prin metoda diferențelor finite.** Ecuația diferențială de ordinul II sau IV a axei deformate a grinzii poate fi transpusă într-o ecuație liniară, exprimînd derivatele funcției y, în diferențe finite centrale.

Fie grinda de fundare din figura 14.100, la care axa deformată este dată de $y = f(x)$. Se admite ipoteza Winkler și a contactului permanent între grindă și teren. Considerînd cunoscută funcția y și împărțind grinda în panouri egale de mărime a, curba săgeților poate fi aproximată cu o linie în trepte, sub forma unor trapeze sau a unor parabole. Dacă se admite o variație în trepte (fig. 14.100, c), atunci pentru fiecare panou, presiunea va fi $p_i = k_i\, y_i$, iar volumul presiunilor aferente panoului, sub forma unor

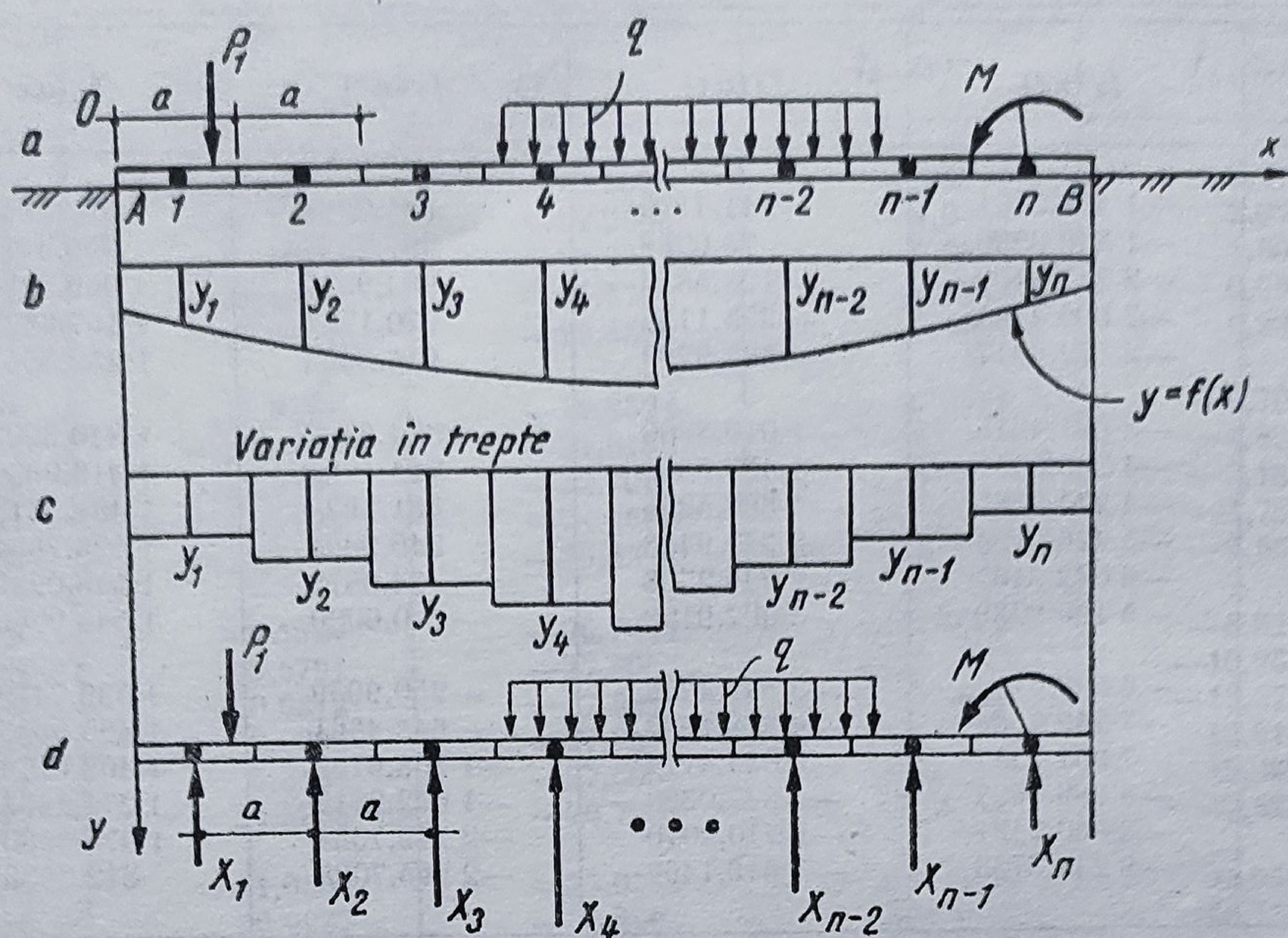


Fig. 14.100. Metoda diferențelor finite:

a — schema încărcării și împărțirea grinzii în panouri egale; *b* — axa deformată $y=f(x)$; c — diagrama săgeților aproximată cu o variație în trepte; *d* — sistemul de calcul.

sarcini concentrate în centrul acestuia $X_i = p_i ab = k_i y_i ab$. Contactul grindă-teren poate fi înlocuit cu forțele concentrate X_i, obținîndu-se sistemul de calcul (fig. 14.100, *d*).

Modul de calcul folosind ecuația diferențială de ordinul II. Exprimînd derivata de ordinul II a funcției y în diferențe finite centrale, pentru un panou oarecare i de pe grindă se obține

$$\left(\frac{d^2y}{dx^2}\right)_i = -\left(\frac{M}{EI_i}\right) = \frac{y_{i-1} - 2y_i + y_{i+1}}{a^2} = -\frac{M_i}{EI_i}$$

sau

$$y_{i-1} - 2y_i + y_{i+1} = -\frac{a^2}{EI_i} M_i. \tag{14.114}$$

Relația 14.114 poate fi scrisă pentru fiecare nod cu excepția primului și ultimului panou, obținîndu-se $(n-2)$ ecuații. Condițiile de echilibru static mai oferă o ecuație din proiecția forțelor pe verticală și una de moment în raport cu unul din capătul grinzii, de exemplu, $M_B = 0$. Se obține un sistem static determinat care conduce la valorile $X_1, X_2 \ldots X_n$. La scrierea momentului M_i se consideră atît încărcările exterioare cît și forțele concentrate X, aflate în stînga secțiunii panoului considerat.

Cu valorile X_i determinate, se obțin presiunile p_i și săgețile y_i:

$$p_i = \frac{X_i}{ab}; \quad y_i = \frac{X_i}{k_i ab}, \tag{14.115}$$

problema fiind în continuare static determinată. Variația momentelor încovoietoare în lungul grinzii pot fi stabilite și cu relația (14.114) pusă sub forma :

$$M_i = -\frac{EI_i}{a^2}(y_{i-1} - 2y_i + y_{i+1}), \tag{14.116}$$

iar a forțelor tăietoare cu relația

$$T_i = -\frac{EI_i}{2a^3}(y_{i-2} - 2y_{i-1} + 2y_{i+1} - y_{i+2}). \tag{14.117}$$

Metoda permite luarea în considerare a variației coeficientului k_s a terenului și a momentului de inerție al grinzii. Cu cît numărul panourilor este mai mare cu atît metoda este mai exactă. Se recomandă ca împărțirea grinzii să se facă în panouri avînd $a = (1,0 \ldots 2,0)$ m.

Folosirea ecuației diferențiale de ordinul IV. Ecuația diferențială de ordinul IV, exprimată în diferențe finite centrale, pentru un panou oarecare i neîncărcat, are forma

$$\frac{y_{i-2} - 4y_{i-1} + 6y_i - 4y_{i+1} + y_{i+2}}{a^4} + \frac{k_i b}{EI_i} y_i = 0, \tag{14.118}$$

sau :

$$y_{i-2} - 4y_{i-1} + (6 + \gamma)\, y_i - 4y_{i+1} + y_{i+2} = 0, \tag{14.119}$$

unde γ este un coeficient adimensional care evidențiază influența naturii terenului, a rigidității fundației și forma suprafeței de contact. Se numește coeficient de rigiditate al ansamblului fundație-teren de fundare $\left(\gamma = \frac{k_i b a^4}{EI_i}\right)$.

Împărțind grinda ca în figura 14.101 și luînd cîte două panouri fictive la cele două extremități ecuația (14.119) poate fi scrisă pentru centrul fiecărui panou de la 0 la n, obținîndu-se un sistem de $(n+1)$ ecuații cu $(n+5)$ necunoscute, cele patru necunoscute suplimentare fiind y_a, y_b și y_c, y_d. Pentru determinarea lor se pun condițiile de capăt, exprimate tot în diferențe finite centrale. În cazul grinzii libere la capete se poate scrie :

$$-\frac{M_0}{EI_0} = \frac{y_b - 2y_0 + y_1}{a^2} = 0\,; \quad -\frac{T_0}{EI_0} = \frac{y_a - 2y_b + 2y_1 - y_2}{2a^3} = 0 \tag{14.120}$$

și

$$-\frac{M_n}{EI_n} = \frac{y_{n-1} - 2y_n + y_c}{a^2} = 0\,; \quad -\frac{T_n}{EI_n} = \frac{y_{n-2} - 2y_{n-1} + 2y_c - y_d}{2a^3} = 0$$

de unde

$$y_a = 4y_0 - 4y_1 + y_2\,; \quad y_b = 2y_0 - y_1\,; \quad y_c = 2y_n - y_{n-1} \quad \text{și} \quad y_d = 4y_n - 4y_{n-1} + y_{n-2}. \tag{14.121}$$

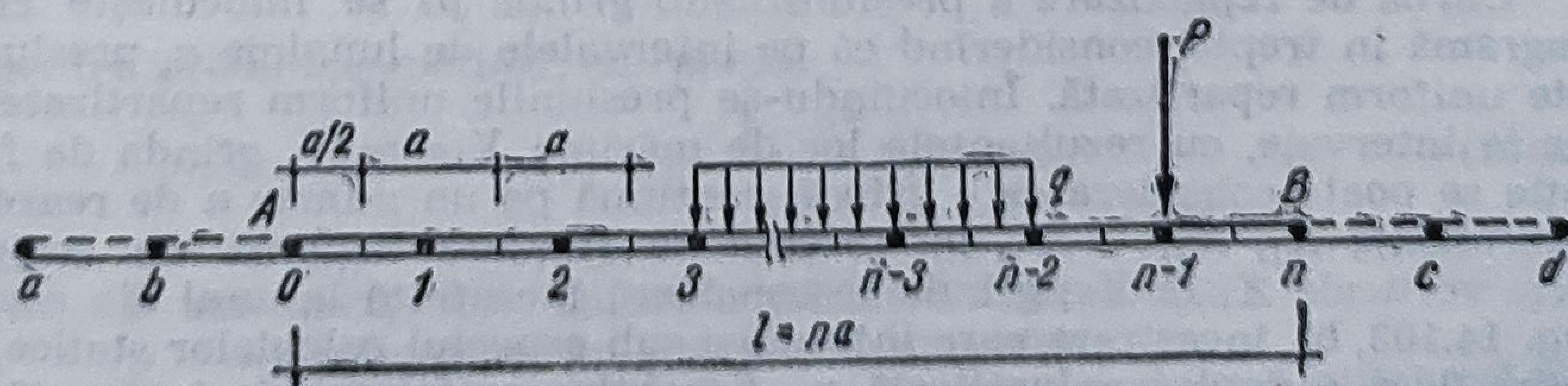


Fig. 14.101. Determinarea necunoscutelor fictive.

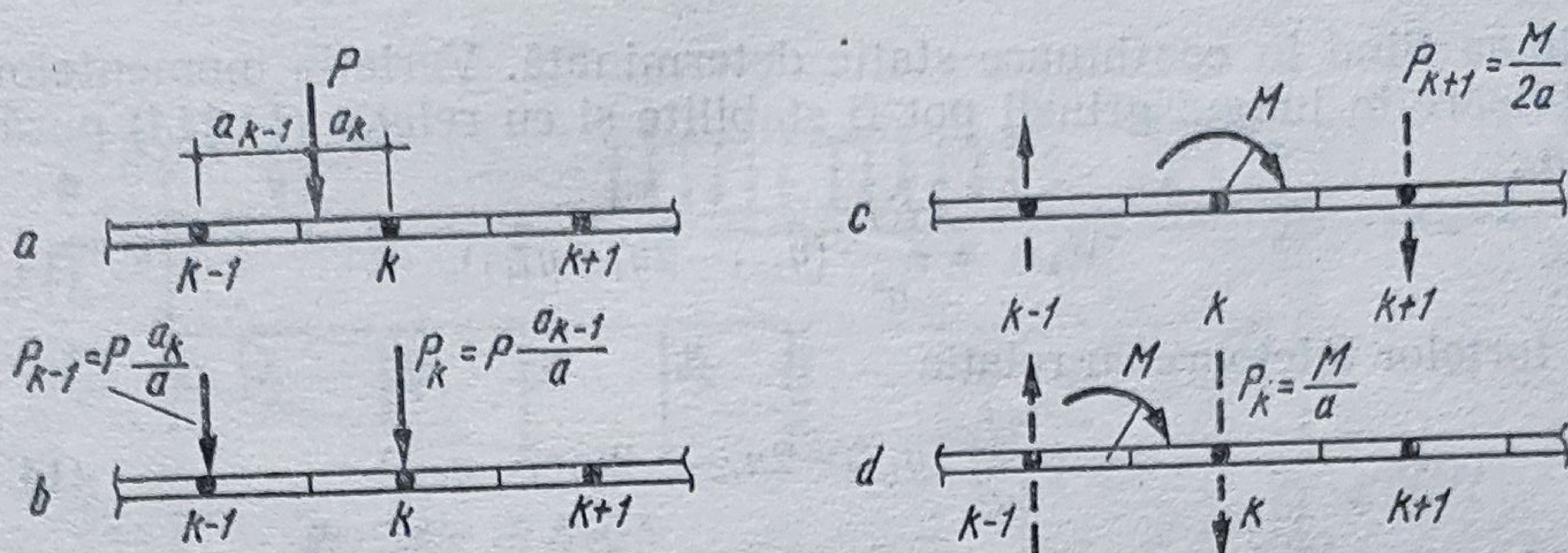


Fig. 14.102. Modele pentru transformarea încărcărilor date în încărcări echivalente concentrate în noduri :
a și *b* — pentru forță concentrată; *c* și *d* — pentru moment încovoietor.

Înlocuindu-se necunoscutele fictive și rezolvîndu-se sistemul, se obțin săgețile $y_0 \ldots y_n$, care, înmulțite cu coeficientul de pat, dau ordonatele presiunilor de la p_0 la p_n, grinda fiind static determinată.

Ecuația (14.119) are termenul liber egal cu zero pentru panourile neîncărcate. Dacă panoul este încărcat cu o forță uniform distribuită q, termenul liber va fi $q_i a^4/EI_i$, iar dacă în centrul panoului în care se scrie ecuația există o forță concentrată P, termenul liber va fi $P_i a^3/EI_i$. Orice alt sistem de încărcare poate fi transformat în unul echivalent, compus din sarcini concentrate în centrul panourilor (fig. 14.102).

Variația momentelor și a forțelor tăietoare în lungul grinzii poate fi stabilită direct cu relațiile (14.116) și (14.117).

Metoda diferențelor finite este o metodă numerică de integrare a ecuației diferențiale a axei deformate, dînd în cazul grinzilor de fundare rezultate bune. Prezintă avantajul că permite luarea în considerare a variației coeficientului de rigiditate a terenului și a rigidității grinzii în lungul acesteia. Sistemele de ecuații obținute pot fi ușor rezolvate cu ajutorul calculatoarelor electronice.

14.3.3. CALCULUL GRINZILOR DE FUNDARE APLICÎND MODELUL TEORIEI ELASTICITĂȚII. METODA DE CALCUL JEMOCIKIN

În aplicarea acestei metode se presupune că asupra fundației acționează numai forțe verticale, neglijînd forțele tangențiale dintre grindă și teren. Terenul se consideră omogen, izotrop și liniar deformabil. La calculul grinzilor de fundare pe mediu deformabil, după această metodă, se aplică teoria spațiului sau a planului semiinfinit elastic.

Grinda de lățime b și lungime $2l$ (fig. 14.103) se împarte într-un număr n de panouri egale, $a = \frac{2l}{n}$.

Curba de repartizare a presiunii sub grindă p_x se înlocuiește cu o diagramă în trepte, considerînd că pe intervalele de lungime a, presiunea este uniform repartizată. Înlocuindu-se presiunile uniform repartizate pe aceste intervale, cu rezultantele lor de mărime $X_i = p_i ab$, grinda de fundație se poate considera ca o grindă continuă pe un număr n de reazeme deformabile $X_1, X_2, \ldots X_n$, iar terenul de fundare acționat de aceleași forțe verticale X_1 la X_n, grinda se consideră încastrată la unul din capete (fig. 14.103, *b*), încastrare care introduce sub aspectul calculelor statice, o rotire θ_0 și o deplasare verticală y_0. Se obține astfel grinda încărcată cu sarcinile exterioare și forțele concentrate X_1 la X_n.

Condițiile de anulare a deplasărilor totale în punctele de aplicație a forțelor $X_1 \ldots X_n$, conduc la sistemul :

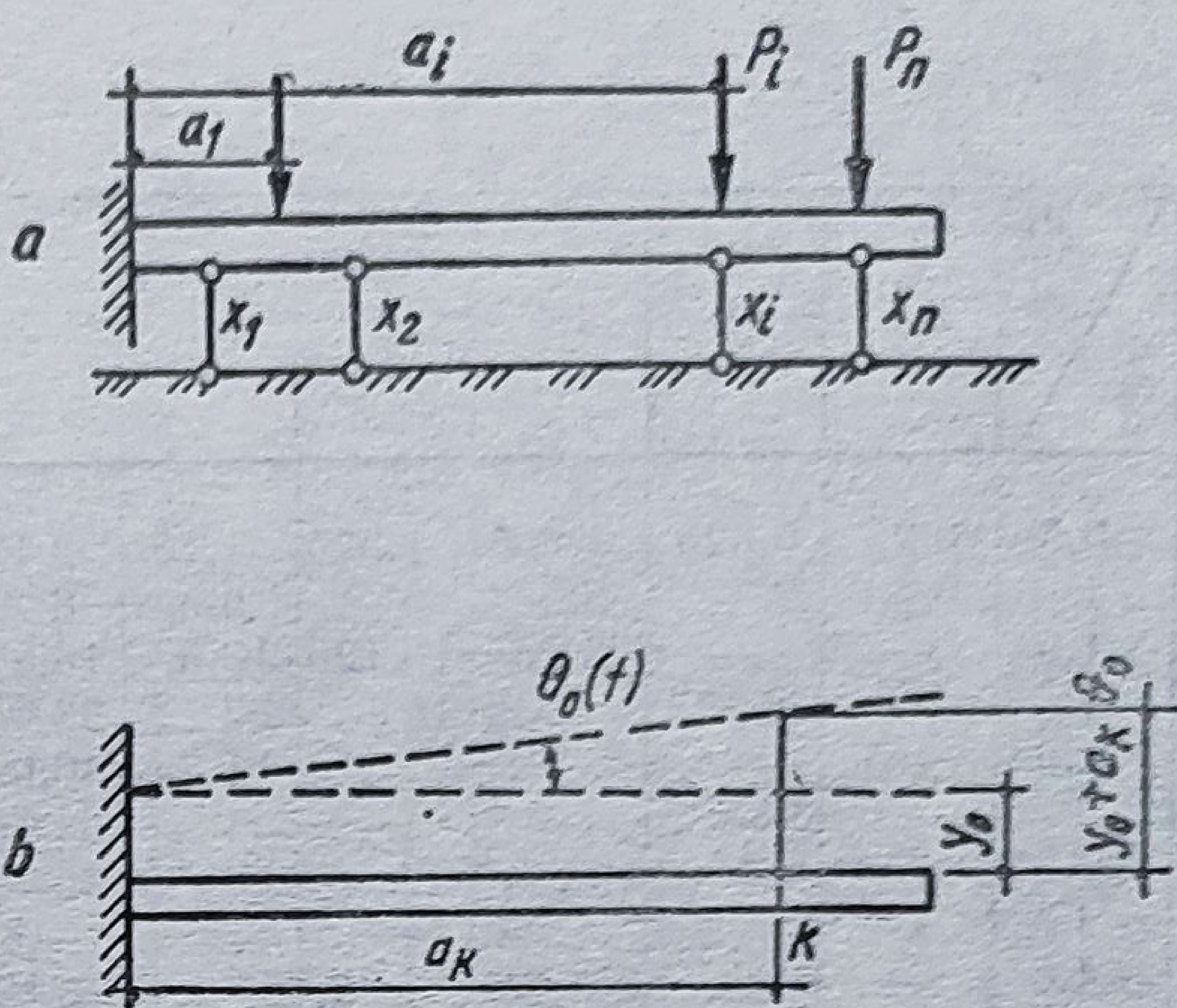


Fig. 14.103. Schema de calcul în cazul metodei Jemocikin :

a — înlocuirea contactului grindă-teren cu reazemele deformabile $X_1 \ldots X_n$; *b* — deformațiile introduse prin modelul de calcul.

$$X_1\delta_{11}+X_2\delta_{12}+X_3\delta_{13}+\ldots+$$
$$+X_n\delta_{1n}+\Delta_{1p}+y_0+a_1\theta_0=0$$
$$X_1\delta_{21}+X_2\delta_{22}+X_3\delta_{23}+\ldots+$$
$$+X_n\delta_{2n}+\Delta_{2p}+y_0+a_2\theta_0=0$$
$$\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots$$
$$X_1\delta_{n1}+X_2\delta_{n2}+X_3\delta_{n3}+\ldots+$$
$$+X_n\delta_{nn}+\Delta_{np}+y_0+a_n\theta_0=0. \quad (14.122)$$

La acest sistem de n ecuații cu n necunoscute se mai adaugă ecuațiile de echilibru static :

$$X_1+X_2+X_3+\ldots+X_n=\Sigma P$$
$$X_1a_1+X_2a_2+X_3a_3+\ldots+X_na_n=\Sigma M. \quad (14.123)$$

Din sistemul de $n+2$ ecuații se determină valoarea celor $n+2$ necunoscute (forțele X_1 la X_n, deplasarea y_0 și rotirea θ_0).

Coeficienții δ_{ki} reprezintă deplasarea reazemului din punctul k în urma acțiunii reacțiunii unitare X_i din punctul i. Acești coeficienți se compun din deplasarea datorită încovoierii grinzii (ϑ_{ki}) și deplasarea datorită tasării mediului elastic (y_{ki}), adică

$$\delta_{ki}=\vartheta_{ki}+y_{ki}. \quad (14.124)$$

Deplasarea ϑ_{ki}, datorită încovoierii grinzii, este dată de relația

$$\vartheta_{ki}=\frac{a^3}{6E_bI}\omega_{ki}. \quad (14.125)$$

Pentru calculul plăcilor, relația (14.125) se scrie sub forma

$$\vartheta_{ki}=\frac{a^3}{6D}\omega_{ki}, \quad (14.126)$$

unde D este rigiditatea cilindrică a plăcii.

Deplasarea y_{ki}, datorită tasării mediului elastic, se poate calcula pentru problema plană cu relația

$$y_{ki}=\frac{1-\mu^2}{\pi Ea}(F_{ki}+C) \quad (14.127)$$

și pentru problema spațială, cu relația

$$y_{ki}=\frac{1-\mu^2}{\pi Ea}F_{ki}, \quad (14.128)$$

unde :

E este modulul de deformație liniară al terenului ;
μ — coeficientul lui Poisson pentru teren ;
C — constantă arbitrară, care în calculul deformațiilor relative nu se ia în considerare.

$\frac{a_k}{a}$ \ $\frac{a_i}{a}$	0,5	1	1,5	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5	5,5
0,5	0,25	0,625	1	1,375	1,75	2,125	2,5	2,875	3,25	3,623	4
1	0,50	2	3,5	5	6,5	8	9,5	11	12,5	14	13,5
1,5	—	—	6,75	10,125	13,5	16,875	20,25	23,625	27	30,375	33,75
2	—	—	—	16	22	28	34	40	46	52	58
2,5	—	—	—	—	31,25	40,625	50	59,375	68,75	78,125	87,5
3	—	—	—	—	—	54	67,5	81	94,5	108	121,5
3,5	—	—	—	—	—	—	85,75	104,125	122,5	140,875	159,25
4	—	—	—	—	—	—	—	128	153	176	200
4,5	—	—	—	—	—	—	—	—	182,25	212,625	245
5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	250	287,5
5,5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	332,75
6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
6,5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
7,5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
8,5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
9	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
9,5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
10	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Înlocuind expresiile deplasărilor ϑ_{ki} și y_{ki} în relația (14.124), și efectuînd unele transformări, relația se poate scrie

$$\delta_{ki}=\lambda\omega_{ki}+F_{ki},$$

unde

$$\lambda=\frac{E}{(1-\mu^2)}-\frac{\pi a^3}{6E_b I}, \qquad (14.129)$$

pentru problema plană, și

$$\lambda=\frac{Ea^4}{6E_b I\,(1-\mu^2)}=\frac{E}{1-\mu^2}\,\frac{\pi a^4}{6E_b I}, \qquad (14.130)$$

pentru problema spațială.

Coeficientul ω_{ki} poate fi calculat cu formula

$$\omega_{ki}=\left(\frac{a_k}{a}\right)^2\left(3\frac{a_i}{a}-\frac{a_k}{a}\right), \qquad (14.131)$$

în care :

a_k este distanța de la încastrarea convențională a grinzii pînă la secțiunea de calcul a săgeții k ;

a_i — distanța de la încastrarea convențională a grinzii pînă la secțiunea i de aplicare a reacțiunii unitare X_i.

Cum rapoartele a_k/a, respectiv a_i/a sînt multipli întregi de 0,5 sau 1, valoarea ω_{ki} se poate lua din tabelul 14.14.

TABELUL 14.14

coeficientului w_{ki}

6	6,5	7	7,5	8	8,5	9	9,5	10
4,375	4,75	5,125	5,5	5,875	6,25	6,625	7	7,375
17	18,5	20	21,5	23	24,5	26	27,5	29
37,125	40,5	43,875	47,25	50,625	54	57,375	60,75	64,125
64	76	78	82	88	91	100	106	112
96,875	106,25	115,625	125	134,375	143,75	153,125	162,52	171,875
135	148,5	162	175,5	189	202,5	216	229,5	243
177,625	196	214,375	232,75	251,125	269,5	287,875	306,25	324,625
224	248	272	296	320	344	368	392	416
273,375	303,75	334,125	364,5	394,875	425,25	455,625	486	516,375
325	382,5	400	437,5	475	512,5	550	587,5	625
378,125	423,5	488,875	514,25	559,625	605	650,375	695,75	741,125
432	486	540	594	648	702	756	810	864
—	549,25	612,325	676	739,375	802,75	866,125	929,5	992,875
—	—	686	739,5	833	906,5	980	1 053,5	1 127
—	—	—	843,75	928,125	1 012,5	1 096,875	1 181,25	1 265,625
—	—	—	—	1 024	1 120	1 216	1 312	1 408
—	—	—	—	—	1 228,25	1 336,625	1 445	1 553,375
—	—	—	—	—	—	1 458	1 579,5	1 701
—	—	—	—	—	—	—	1 714,75	1 850,125
—	—	—	—	—	—	—	—	2 000

Coeficientul F_{ki} se dă în tabele funcție de rapoartele x/a și b/a, unde x reprezintă distanța de la secțiunea k de calcul a săgeții pînă la secțiunea i de acțiune a reacțiunii unitare X_i, iar b lățimea grinzii.

În tabelul 14.15 se dau valorile tasării unitare F_{ki} și a constantei arbitrare C pentru cazul problemei plane, iar în tabelul 14.16 valorile lui F_{ki} pentru cazul problemei spațiale.

În vederea simplificării calculului numeric și pentru evitarea erorilor se poate urmări descompunerea sistemului de încărcări date, în sisteme simetrice și antisimetrice, care permit alegerea sistemului de bază cu încastrarea la mijlocul grinzii. Se reduc în consecință numărul necunoscute-

TABELUL 14.15

Coeficienții F_{ki} și C pentru problema plană

$\frac{x}{a}$	F_{ki}	C	$\frac{x}{a}$	F_{ki}	C
0	0	—	5,5	—6,79290	6,79577
0,5	—	2,00000	6,0	—6,96746	6,96980
1,0	—3,29583	3,38629	6,5	—7,12802	7,12988
1,5	—4,15658	4,19721	7,0	—7,27647	7,27812
2,0	—4,75136	4,77258	7,5	—7,41455	7,41609
2,5	—5,20536	5,21887	8,0	—7,54396	7,54517
3,0	—5,57421	5,58351	8,5	—7,66517	7,66643
3,5	—5,88499	5,89182	9,0	—7,77951	7,78073
4,0	—6,15357	6,15888	9,5	—7,88806	7,88886
4,5	—6,39032	6,39443	10,0	—7,99082	7,99146
5,0	—6,60181	6,60517	10,5	—8,08815	8,08904

Coeficienții F_{ki} pentru problema spațială

$\frac{x}{a}$	$\frac{a}{x}$	F_{ki}					
		$\frac{b}{a}=\frac{2}{3}$	$\frac{b}{a}=1$	$\frac{b}{a}=2$	$\frac{b}{a}=3$	$\frac{b}{a}=4$	$\frac{b}{a}=5$
0	∞	4,265	3,525	2,406	1,867	1,542	1,322
1	1	1,069	1,038	0,929	0,829	0,746	0,678
2	0,500	0,508	0,505	0,490	0,469	0,446	0,424
3	0,333	0,336	0,335	0,330	0,323	0,315	0,305
4	0,250	0,251	0,251	0,249	0,246	0,242	0,237
5	0,200	0,200	0,200	0,199	0,197	0,196	0,193
6	0,167	0,167	0,167	0,166	0,165	0,164	0,163
7	0,143	0,143	0,143	0,143	0,142	0,141	0,140
8	0,125	0,125	0,125	0,125	0,124	0,124	0,123
9	0,111	0,111	0,111	0,111	0,111	0,111	0,110
10	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,099
11	0,091	0,091					
12	0,083	0,083					
13	0,077	0,077					
14	0,071	0,071					
15	0,067	0,067					
16	0,063	0,063					
17	0,059	0,059					
18	0,056	0,056					
19	0,053	0,053					
20	0,050	0,050					

lor de forma X_i, pentru încărcările simetrice, rotirea în încastrare $\theta_0=0$, iar pentru încărcări antisimetrice $y_0=0$.

Pentru a obține valorile reale ale rotirii θ_0 și tasării y_0, valorile obținute prin rezolvarea sistemului de ecuații se împart cu un coeficient β, care, în cazul problemei plane, este $\beta=\pi E/(1-\mu^2)$, iar în cazul problemei spațiale, $\beta=\pi Ea/(1-\mu^2)$.

Avînd determinate forțele $X_1 \ldots X_n$, se trasează diagrama de variație a presiunilor, momentelor încovoietoare și forțelor tăietoare în lungul grinzii.

CAPITOLUL 15

FUNDAȚII DE SUPRAFAȚĂ EXECUTATE SUB NIVELUL APEI

Executarea fundațiilor de suprafață sub nivelul apei se adoptă atunci cînd adîncimea apelor subterane fiind mare, coborîrea nivelului lor este greoaie și neeconomică. Se aplică la construcții mai puțin sensibile la tasări, cum sînt, de exemplu, digurile, cheiurile, spărgătoarele de valuri etc. Executarea acestor fundații se realizează prin turnarea betonului sub apă, realizarea umpluturilor din anrocamente, fundarea pe blocuri mari din

beton, chesoane plutitoare etc. Se poate recurge la procedeele de turnare a betonului sub apă, pentru executarea fundațiilor și la alte construcții decît cele amintite, dacă nu pot fi realizate prin alte procedee.

15.1. TURNAREA BETONULUI SUB APĂ

Turnarea betonului sub apă nu poate fi executată prin aruncarea directă, deoarece cimentul se separă de agregate. Această separare se produce din cauza vitezei de sedimentare a agregatelor, care este mult mai mare decît aceea a cimentului, așa că în loc de beton monolit, rezultă o masă din pietriș cu intercalații de pastă din ciment. Pentru a elimina acest neajuns, se aplică una din metodele următoare de turnare a betonului sub apă :

— turnarea betonului folosind saci de iută ;
— turnarea cu ajutorul cutiilor cu fundul mobil ;
— turnarea prin pîlnie mobilă ;
— turnarea prin pîlnie fixă ;
— turnarea betonului cu ajutorul pompelor.

15.1.1. TURNAREA BETONULUI SUB APĂ FOLOSIND SACI

Se folosesc saci din țesături cu un conținut de 50 . . . 100 kg beton, care se scufundă în apă cu ajutorul unor macarale simple. Se recomandă un beton cu adaos mai mare de ciment, de circa 350 kg/m^3. Sacii umpluți cu beton, la adîncimi mai mari, se așază în apă de către scafandri. Greutatea ce apasă asupra sacilor face ca prin țesătura acestora să pătrundă mortarul din ciment și să realizeze o oarecare legătură între sacii umpluți cu beton. Această legătură fiind însă foarte slabă, nu poate fi vorba de un beton omogen. De aceea, metoda se folosește numai pentru a nivela terenul de fundare excavat, sau pentru a realiza o incintă care ulterior se betonează prin alte metode (fig. 15.1).

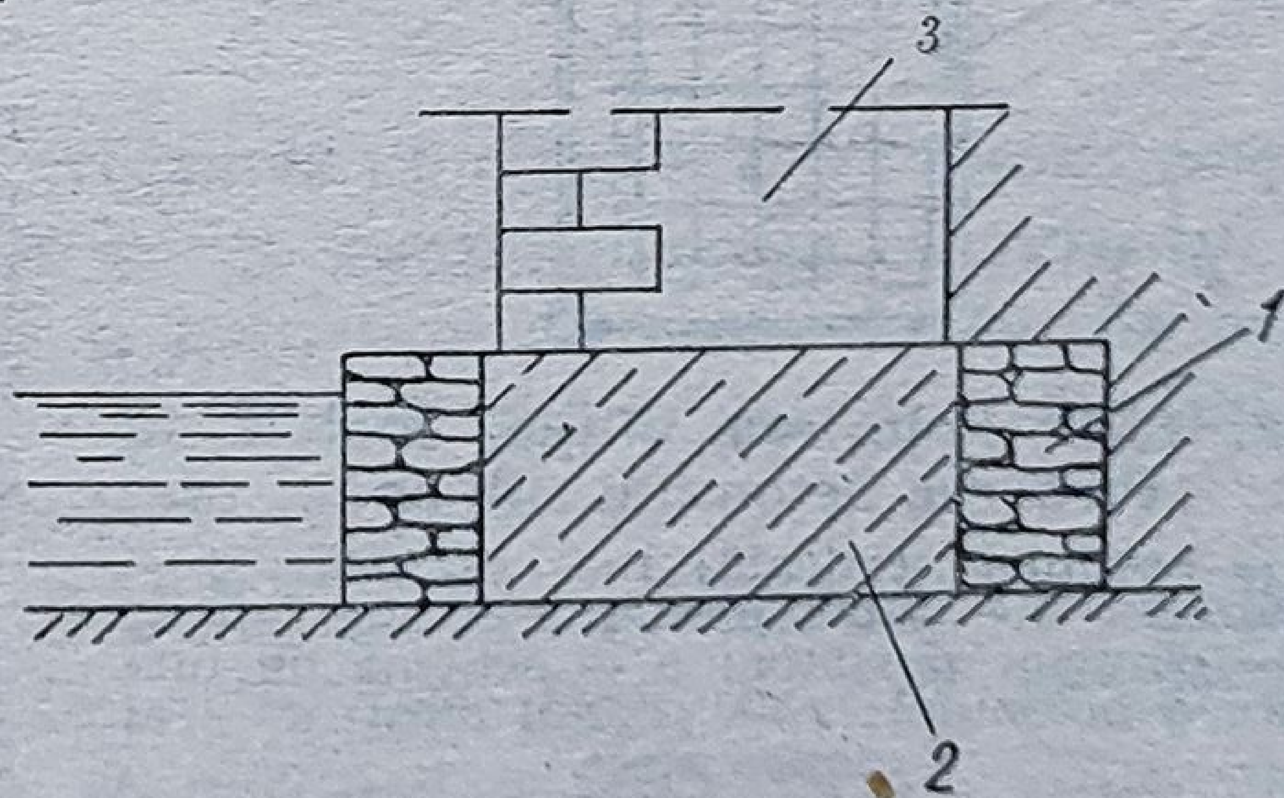


Fig. 15.1. Turnarea betonului sub apă în saci :
1 — saci din iută umpluți cu beton; 2 — fundație; 3 — construcție.

15.1.2. TURNAREA BETONULUI SUB APĂ CU AJUTORUL CUTIILOR

Cutiile sînt confecționate din tablă sau din lemn, avînd fundul mobil. Se deschid și se închid cu ajutorul unor cabluri manevrate prin scripeți (fig. 15.2). Cutiile se umplu cu beton și apoi, cu ajutorul unor macarale, se coboară pînă la fundul gropii care urmează să fie betonată. Prin ridicarea cutiei și slăbirea simultană a cablurilor care manevrează capacele de la fundul cutiei, betonul proaspăt se golește din cutie. Operația se repetă

deplasînd cutia, pentru a acoperi întreaga suprafață de betonat. Volumul cutiei este de 0,4 ... 2,0 m^3, funcție de mijloacele de ridicat în dotare.

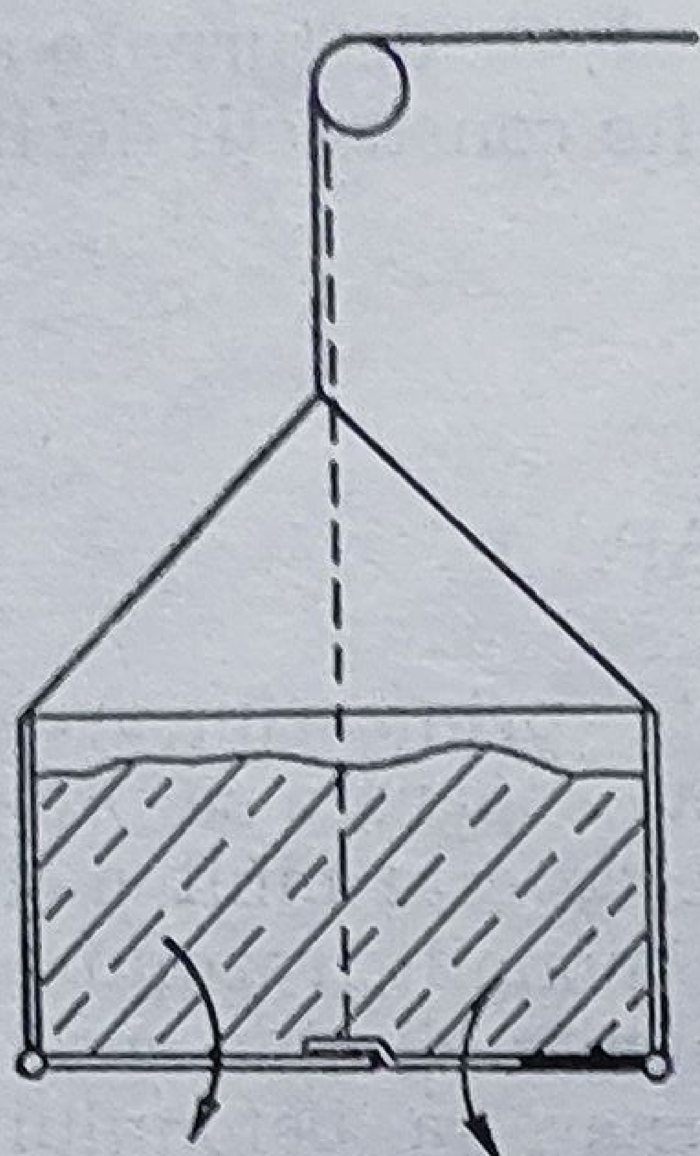


Fig. 15.2. Turnarea betonului sub apă prin cutii.

Deși prin această metodă betonul este ferit de separarea părților componente prin căderea liberă în apă, totuși suprafața stratului din beton turnat rămîne în contact cu apa, care, fiind pusă în mișcare chiar prin cutia cu care se face turnarea, produce o spălare a particulelor fine de ciment, obținîndu-se o masă de beton discontinuu, neomogen.

15.1.3. TURNAREA BETONULUI CU PÎLNII MOBILE

În jurul incintei de betonat se execută o schelă pe care se poate deplasa un mic pod rulant. De căruciorul podului este fixat un tub cu diametrul de circa 30 cm (fig. 15.3). Cu ajutorul unui pod rulant și al căruciorului, tubul poate să ajungă în punctul dorit al incintei.

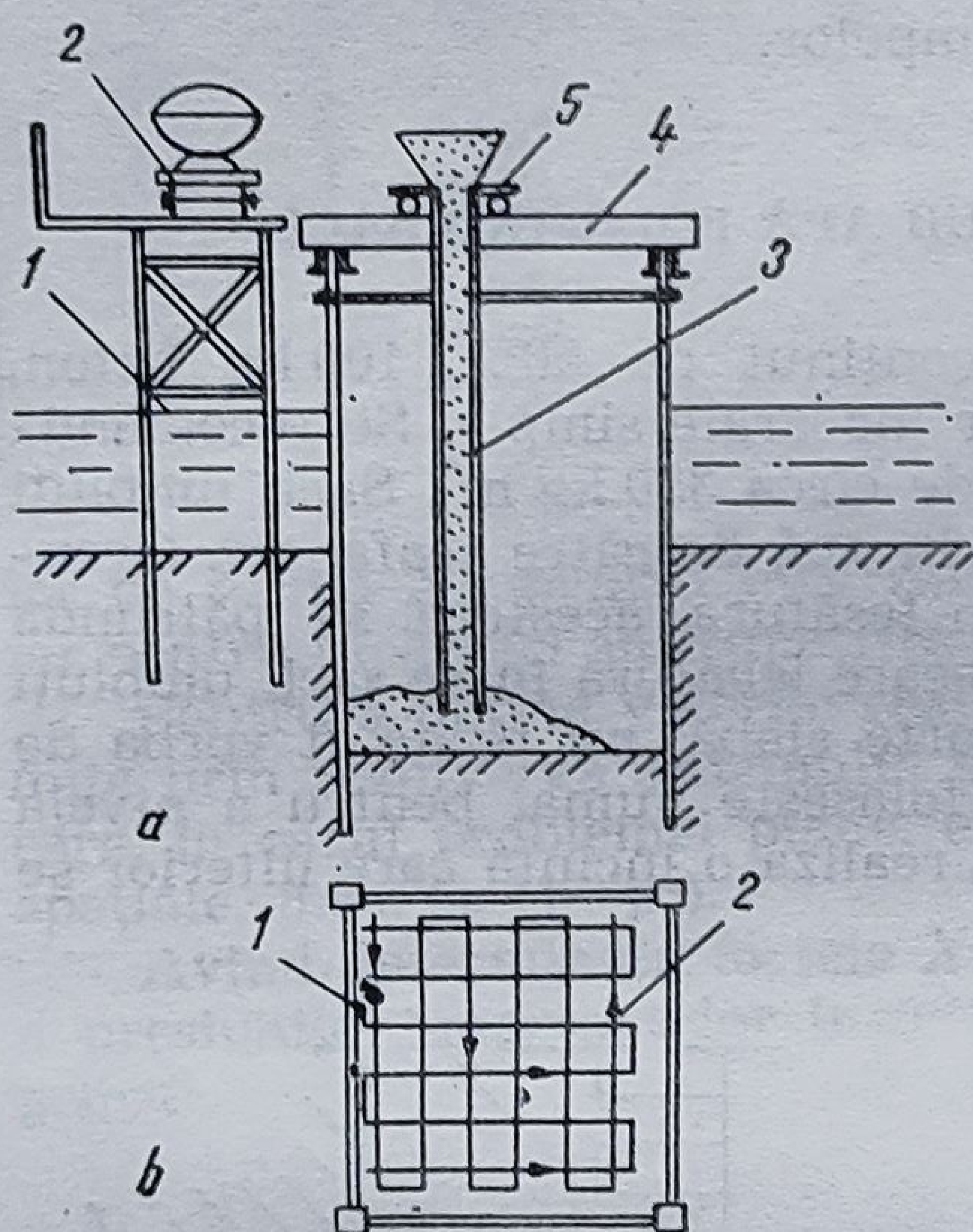


Fig. 15.3. Folosirea pîlniei mobile la turnarea betonului sub apă :

a — secțiune verticală; *1* — eșafodaj; *2* — betonieră; *3* — tubul pîlniei; *4* — pod rulant; *5* — cărucior purtător; *b* — schema de turnare a betonului; *1* — primul strat; *2* — al doilea strat.

Tubul este umplut cu beton și alimentat în continuare, ca să curgă în permanență, pînă la terminarea betonării, care se execută fără întrerupere. Viteza de curgere a betonului trebuie să corespundă cu debitul de alimentare. Stratul de beton se toarnă prin mișcarea tubului, conform schiței din figura 15.3, *b*. După ce s-a terminat turnarea unui strat, se ridică pîlnia și se trece la stratul următor, care se toarnă prin mișcarea tubului în direcție perpendiculară pe direcția în care s-a turnat stratul anterior. Grosimea unui strat este de aproximativ 30 ... 70 cm.

Metoda are o mare capacitate de lucru, avînd dezavantajul că straturile de beton turnate rămîn în contact cu apa pînă la acoperirea lor cu stratul următor. Cimentul din partea superioară se spală, obținîndu-se un beton monolit neomogen cu legături slabe între prizele de turnare.

15.1.4. BETONAREA CU PÎLNII FIXE

Această metodă elimină neajunsul betonării sub apă cu pîlnii mobile. Tuburile sînt fixe numai în plan orizontal, însă sînt mobile în direcție verticală. Ca și în cazul metodei precedente, deasupra incintei de beto-

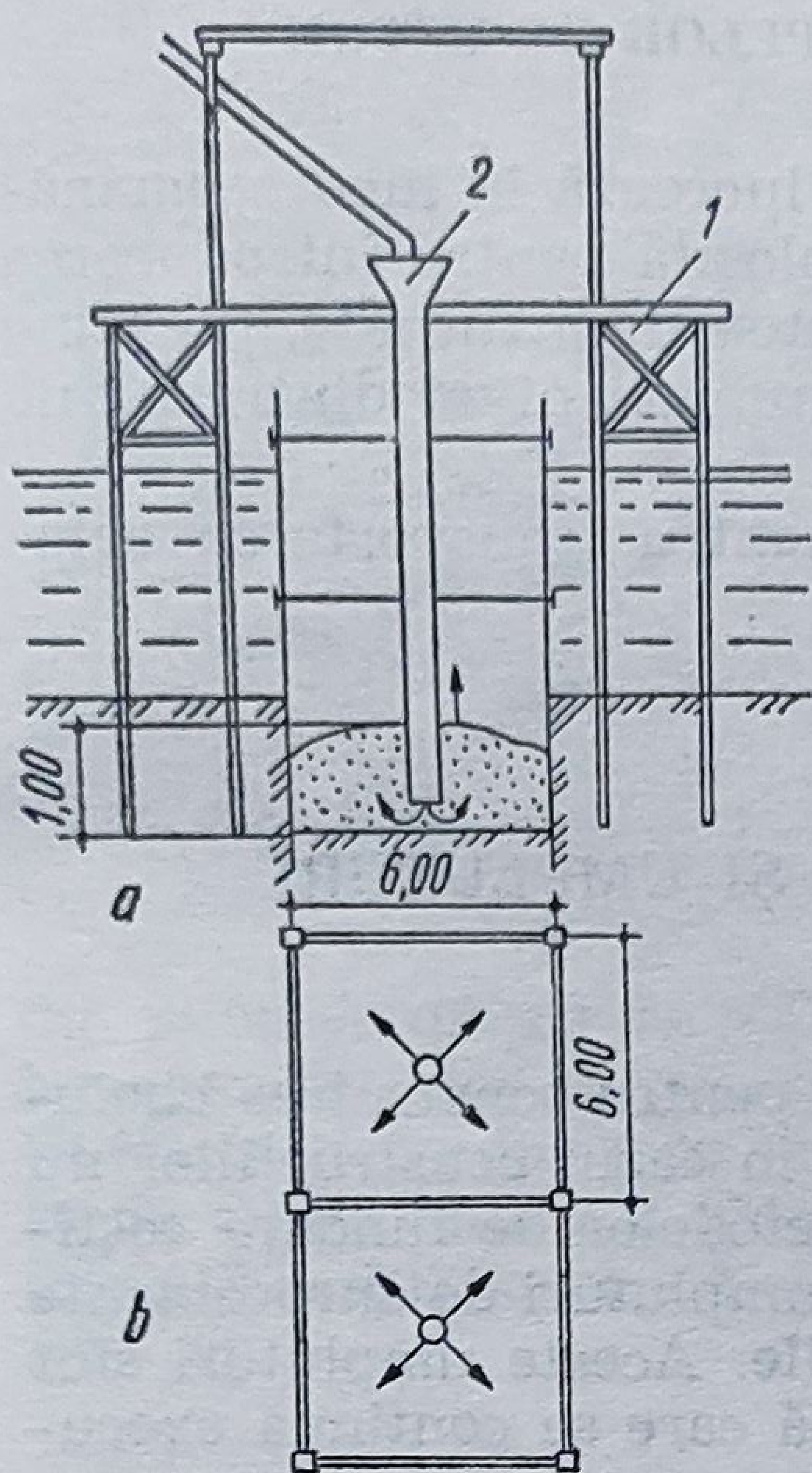


Fig. 15.4. Folosirea pîlniei fixe la turnarea betonului sub apă :
a — secțiune verticală: *1* — eșafodaj; *2* — pîlnie fixă; *b* — vedere în plan.

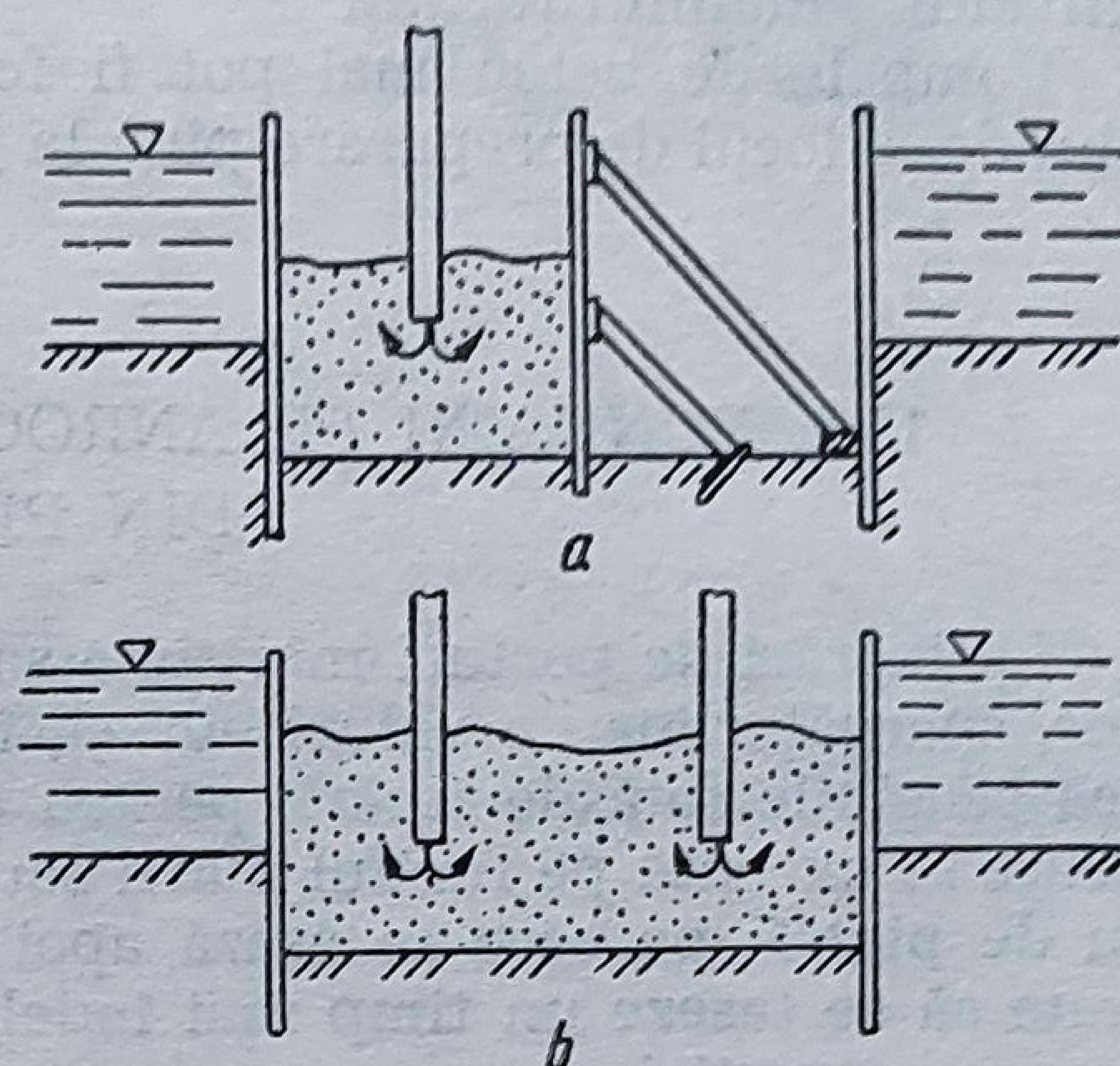


Fig. 15.5. Turnarea betonului cu pîlnie fixă în cofraje :
a — incinta este umplută cu o pîlnie; *b* — incinta se umple cu două pîlnii concomitent.

nare se execută o schelă (fig. 15.4). Pe platforma acestei schele se fixează, la mijlocul suprafeței de betonare, un tub de același diametru ca și pentru metoda anterioară. Tubul este format din mai multe tronsoane : partea de jos are lungimea de circa 3,00 m, iar celelalte tronsoane au lungimi de 1,00 m. Prin pîlnia de pe capătul superior al tubului se execută alimentarea cu beton fără întrerupere. Viteza de curgere a betonului în tub este de 0,1 . . . 0,2 m/s.

La început se toarnă un strat cu grosimea de circa 1,0 m ; după aceasta se ridică tubul în același ritm în care curge betonul, astfel ca gura lui să rămînă în masa de beton turnată pe o adîncime de circa 1,0 m. Se continuă cu turnarea, avîndu-se grijă ca partea de jos a tubului să rămînă în permanență îngropată în betonul turnat.

Betonul turnat prin metoda cu tub fix se poate răspîndi în condiții bune pînă la o distanță de circa 3,00 . . . 3,50 m, față de tub, permițînd betonarea unor suprafețe orizontale de ordinul a $6,0 \times 6,0\ m^2$. Cînd sînt incinte mai mari de turnat se împart prin cofraje în mai multe părți (fig. 15.5, *a*). Turnarea se execută în mod succesiv prin aceeași instalație. Această metodă are dezavantajul că peretele despărțitor este supus unei împingeri foarte mari, dată fiind greutatea volumetrică mare a betonului. Este mai bine ca, în asemenea cazuri, să se facă turnarea simultană cu mai multe tuburi fixe (fig. 15.5, *b*).

Această metodă de betonare dă posibilitatea obținerii unui beton de calitate bună, masa de beton turnată fiind ferită de contactul cu apa.

15.1.5. BETONAREA CU AJUTORUL POMPELOR DE BETON

În cazul betonării cu ajutorul pompelor se lucrează în mod asemănător metodei tubului fix. Pompa de beton este folosită pentru introducerea betonului, cu presiune, sub nivelul masei de beton deja turnate, presiune pe care la metoda tubului fix o creează diferența de nivel dintre pîlnie și nivelul betonului turnat.

Pompele de beton mai pot fi folosite și pentru transportarea betonului de la locul de preparare pînă la pîlnie.

15.2. FUNDAȚII PE ANROCAMENTE ȘI UMPLUTURI DIN PIATRĂ

La lucrări de porturi maritime sau fluviale, pentru construirea cheiurilor, spărgătorilor de valuri etc. și, în general, în cazul construcțiilor nu prea sensibile față de tasări, pentru evitarea metodelor de fundare costisitoare se execută pe fundul mării sau al albiei, umpluturi de anrocamente sau de piatră, pe care se așază apoi construcțiile. Aceste umpluturi sînt lăsate să se taseze un timp mai îndelungat, după care se continuă executarea construcției.

Deoarece pe fundul apelor se găsesc depuneri de mîl, acestea se îndepărtează prin dragare, umpluturile așezîndu-se pe strate rezistente. Dacă grosimea stratelor slabe este mai mare și din motive economice se elimină dragarea, se așază umplutura pe stratele neconsistente, sub greutatea căreia o parte din stratul slab refulează, iar restul se comprimă. Umplutura se execută cu o înălțime mai mare decît cea necesară, pentru a supune stratele slabe la o presiune sporită, apropiată de presiunea ce urmează a fi transmisă de construcție.

După ce tasările s-au consumat, surplusul de umplutură se îndepărtează și se continuă cu executarea construcțiilor proiectate. Această metodă nu se aplică construcțiilor cu sensibilitate mare față de tasări.

Cînd straturile neconsistente — nămol, chișai etc. — sînt de grosime mare și se cere îndepărtarea totală a lor, se aplică următoarea metodă. Se execută umplutura pînă la un nivel mai ridicat decît cel definitiv; sub greutatea umpluturii, straturile neconsistente refulează parțial. Pentru îndepărtarea întregului strat din pămînt neconsistent, în acesta se introduce la distanțe de circa 10 m, cu ajutorul unor tuburi, explozibil în cantitate de 25 . . . 100 kg pentru fiecare încărcătură. Explozia simultană produce lichefierea straturilor neconsistente și refularea lor de sub umplutura de greutate mare, care ocupă locul eliberat. La nevoie, procedeul se repetă pînă la îndepărtarea completă a straturilor neconsistente.

Anrocamentele la lucrările maritime sînt expuse acțiunii valurilor, care le pot distruge. Din cauza aceasta, pietrișul sau piatra brută de greutate mai mică se așază în interiorul umpluturii din piatră. Spre exterior se așază fragmente de greutate din ce în ce mai mare, iar taluzurile sînt apărate de blocuri mari din beton de zeci de tone greutate, în funcție de intensitatea curenților de apă. În figura 15.6 se arată un spărgător de valuri construit pe anrocamente.

Cînd în fundul albiei pot fi bătuți piloți, ca să se economisească materialul de umplutură, se execută din piloți, pentru protejarea anrocamentelor, doi pereți ancorați la partea superioară. Spațiul dintre pereții

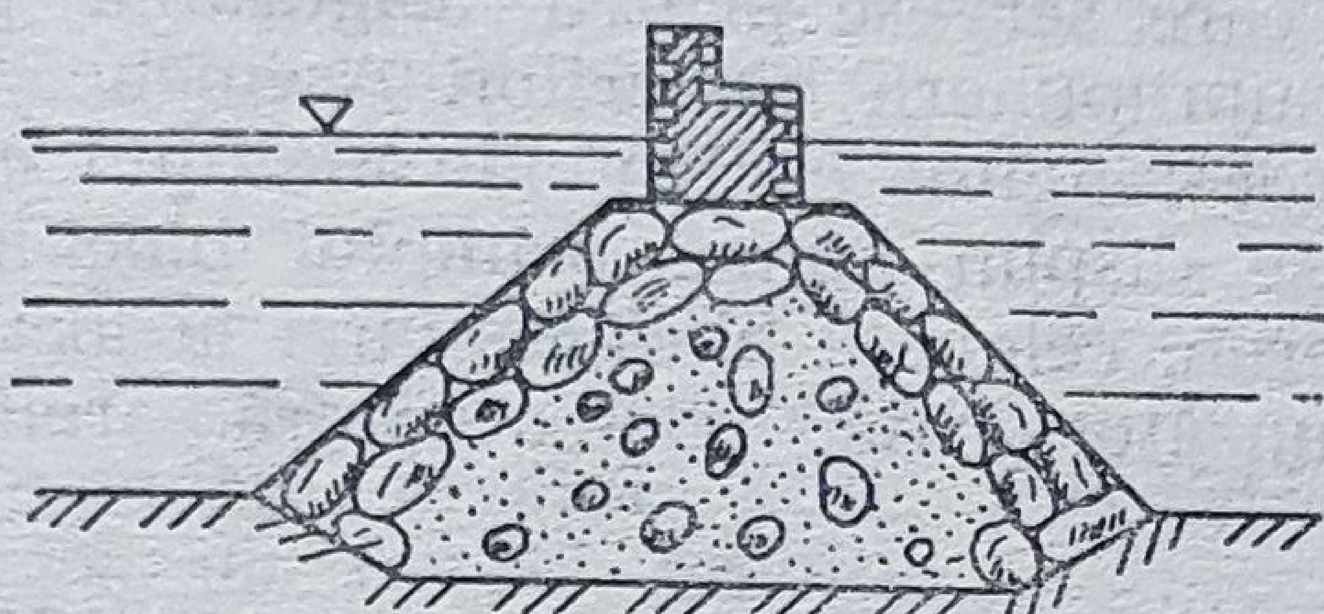


Fig. 15.6. Fundație din anrocamente.

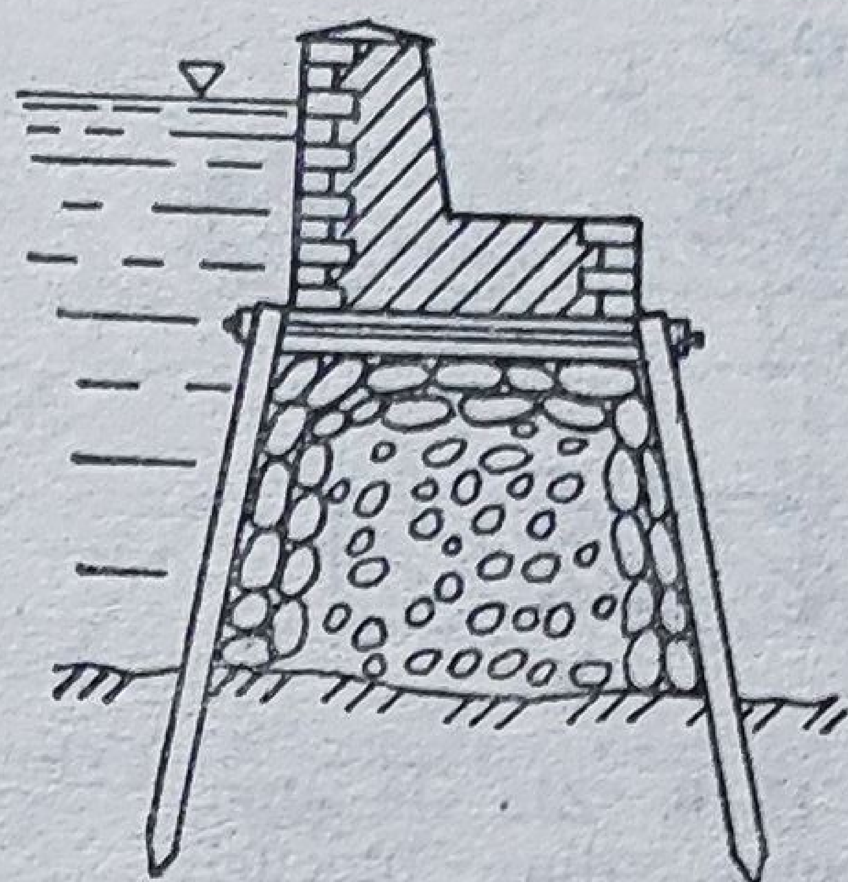


Fig. 15.7. Anrocamente protejate cu piloți.

din piloți se umple cu piatră. În interior se pot așeza fragmente mai mici, iar spre exterior se pun fragmente mai mari, ca să nu poată fi deplasată de curenții de apă prin spațiile rămase între piloții bătuți. În figura 15.7 se dă schița unui spărgător de valuri. După ce anrocamentul s-a tasat, se execută restul construcției.

15.3. FUNDAȚII DIN BLOCURI MARI

Blocurile mari se execută din beton și au masa de zeci, la unele lucrări executate în trecut, chiar de sute de tone. Locul unde urmează să se așeze blocurile este nivelat prin piatră spartă, eventual saci de beton. Blocurile confecționate pe mal, se scufundă în apă cu ajutorul macaralelor și se așază unul peste celălalt. Pe un teren neexpus tasărilor se așază în legătură, ca zidăria de cărămidă (fig. 15.8, *a*).

Dacă terenul este expus tasărilor, blocurile se așază cu rosturi continue verticale, formînd coloane izolate, cu posibilități de tasare independentă (fig. 15.8, *b*). În figura 15.8, *c* se prezintă o soluție care este intermediară între cele două cazuri arătate, cu rosturi oblice. Între blocuri există legătură, dar sînt posibile și tasări independente. Acest sistem s-a adoptat la lucrările maritime din portul Constanța, blocurile avînd greutatea de 100 kN.

În figura 15.9 se arată secțiunea printr-un chei maritim executat din blocuri mari, iar în figura 15.10 se dau cîteva tipuri de asemenea blocuri.

În blocul din figura 15.10, *a* sînt lăsate două goluri circulare cu diametrul de 2 m, care, după suprapunerea blocurilor, se umplu cu beton,

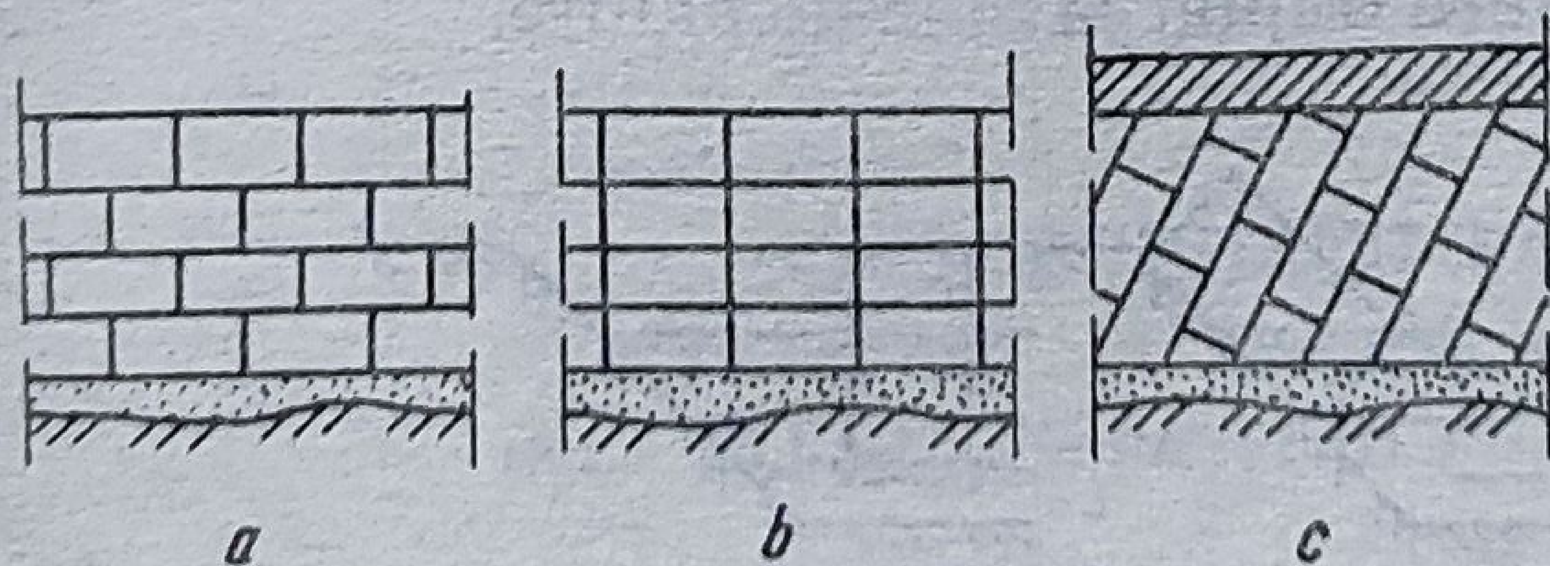


Fig. 15.8. Fundații din blocuri mari; *a* — zidărie obișnuită; *b* — zidărie cu rosturi verticale; *c* — zidărie cu rosturi înclinate.

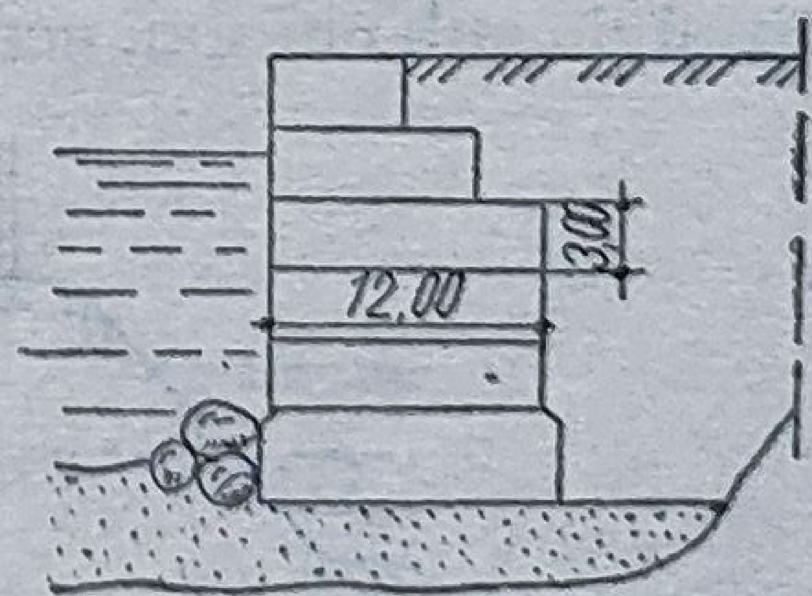


Fig. 15.9. Fundații masive din blocuri mari.

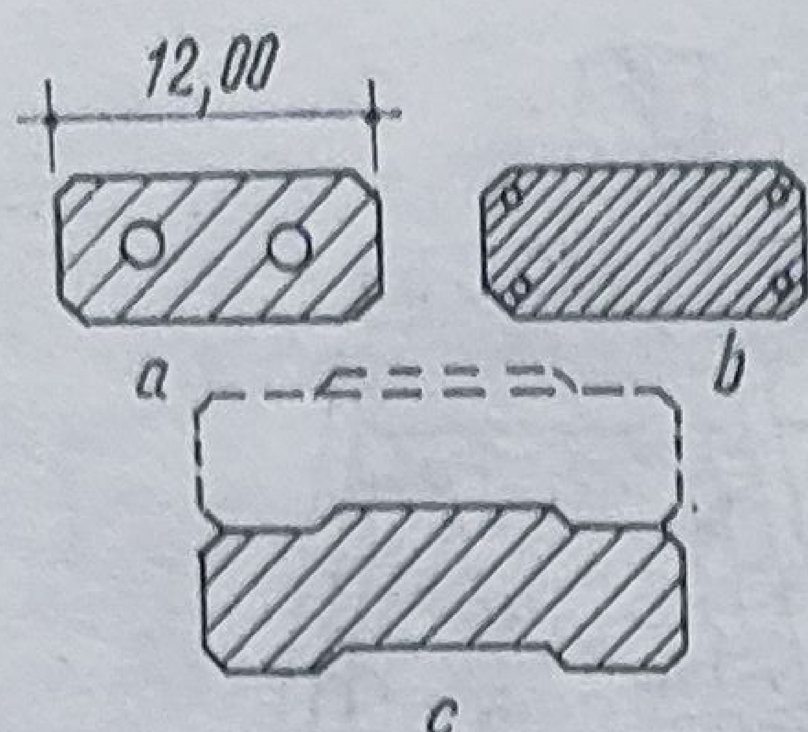


Fig. 15.10. Zid de chei executat din blocuri mari:

a — bloc cu goluri pentru monolitizare prin umplere cu beton; *b* — bloc cu orificii necesare plasării armăturii; *c* — bloc cu proeminențe laterale.

pentru a asigura o mai bună legătură între ele. În cazul blocului din figura 15.10, *b*, în cele patru colțuri sînt betonate bare din fier, care servesc pentru asigurarea preciziei suprapunerii blocurilor. Asemenea bare, a căror lungime corespunde înălțimii cheiului, se dispun numai primului bloc așezat pe teren, celelalte blocuri avînd la locul corespunzător orificii prin care intră barele.

15.4. FUNDAȚII PE CHESOANE PLUTITOARE

Chesoanele plutitoare sînt construite din beton armat. Ele au luat locul atît al căsoaielor cît și al blocurilor mari. Sînt prevăzute cu pereți verticali, longitudinali și transversali și cu placă de fund, formînd compartimente închise jos și lateral, și deschise la partea superioară.

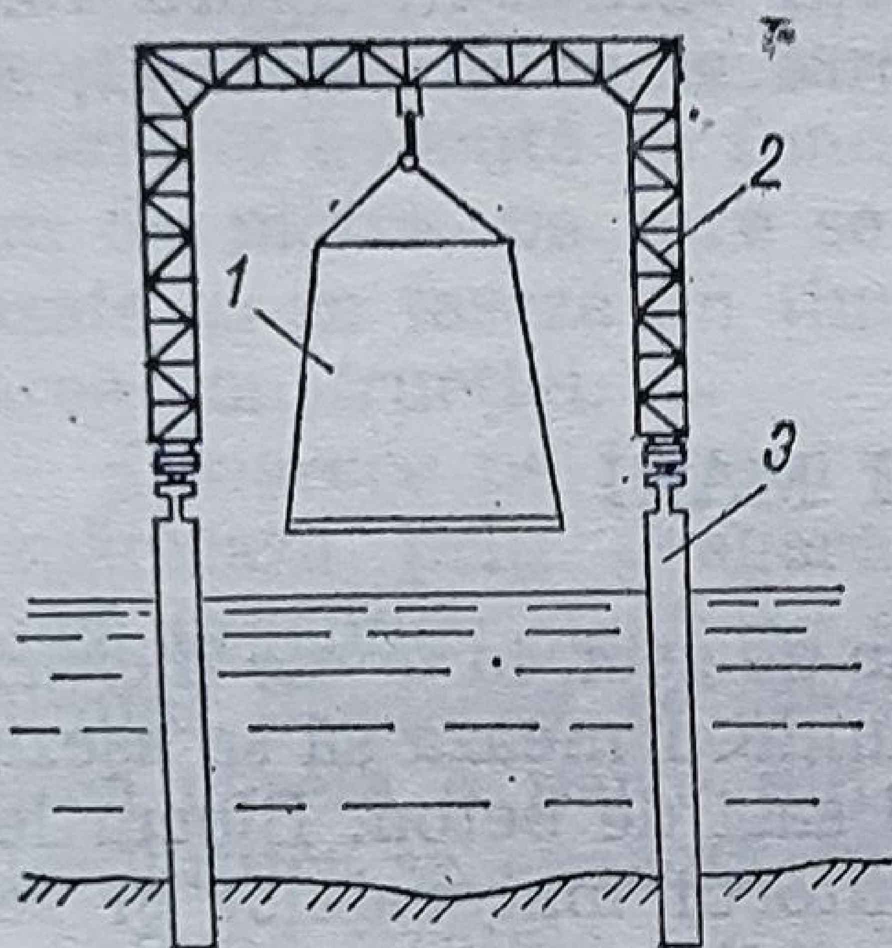


Fig. 15.11. Lansarea chesoanelor cu ajutorul macaralei-portal:

1 — chesonul; 2 — macara-portal; 3 — eșafodaj pentru calea de rulare.

Chesoanele se construiesc pe malul apei, de unde se lansează în apă și se transportă, plutind la locul de întrebuințare, unde se scufundă pînă la fundul apei, în prealabil amenajat.

Modul de lansare a chesoanelor este diferit funcție de situația locală și, mai ales, de instalațiile de care se dispune. Unde există macarale-portal, acestea pot fi utilizate pentru transportarea chesoanelor mai mici, dacă distanța de la mal pînă la locul de întrebuințare nu este prea mare. Altfel, se construiește o cale pe piloți, de la șantierul de pe mal pînă la locul de scufundare și chesonul se transportă suspendat pe macara (fig. 15.11). Pentru chesoane mai mari se construiește la mal o cale înclinată continuată sub apă pînă la adîncimea necesară. Chesonul este lansat pe această cale pînă ce ajunge în stare de plutire, după aceea este remorcat, plutind pînă la locul scufundării (fig. 15.12).

O altă metodă de lansare este următoarea: se construiește chesonul pe mal; după ce s-a întărit betonul și s-a decofrat, prin săparea pămîntului de sub cheson, acesta se aduce treptat la linia de plutire.

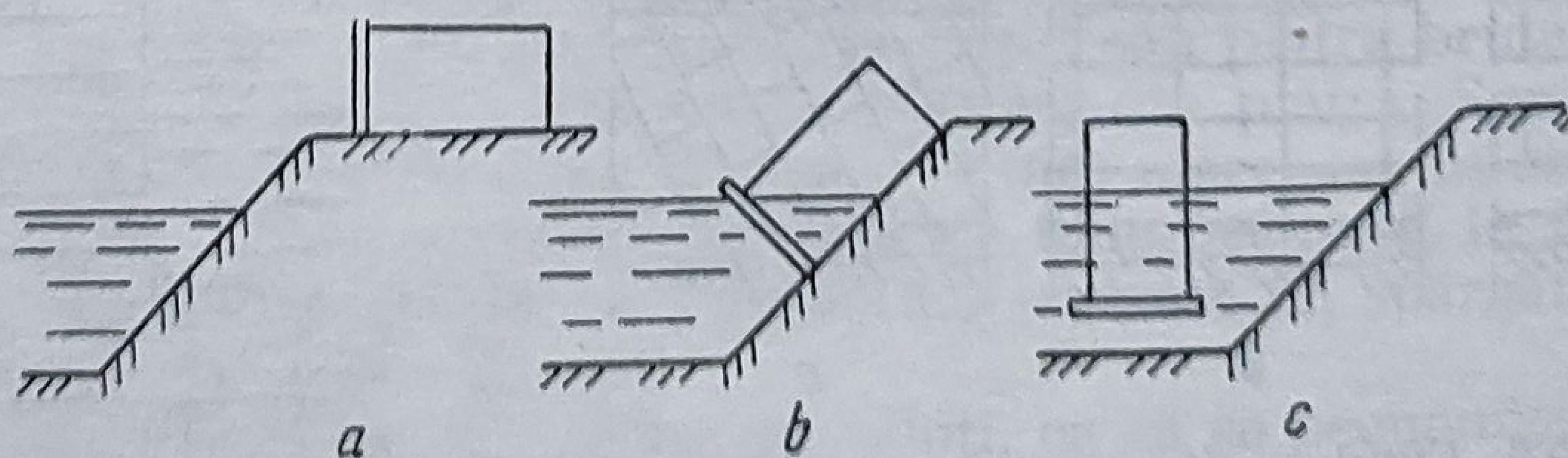


Fig. 15.12. Lansarea chesoanelor de pe mal:
a — poziția în care se execută; *b* — lansarea pe taluz; *c* — plutirea.

În cazul unui pămînt cu oarecare impermeabilitate se recomandă metoda următoare : se sapă pe malul apei sub protecţia palplanşelor o groapă suficient de mare şi de adîncă, pentru ca să se poată betona chesonul. În timpul lucrului se menţine, prin pompare, nivelul apei mai jos de fundul gropii. După ce betonul s-a întărit, se sapă în mal un canal de legătură. În groapa umplută de apă, chesonul ajunge la linia de plutire şi este remorcat pînă la locul de întrebuinţare (fig. 15.13).

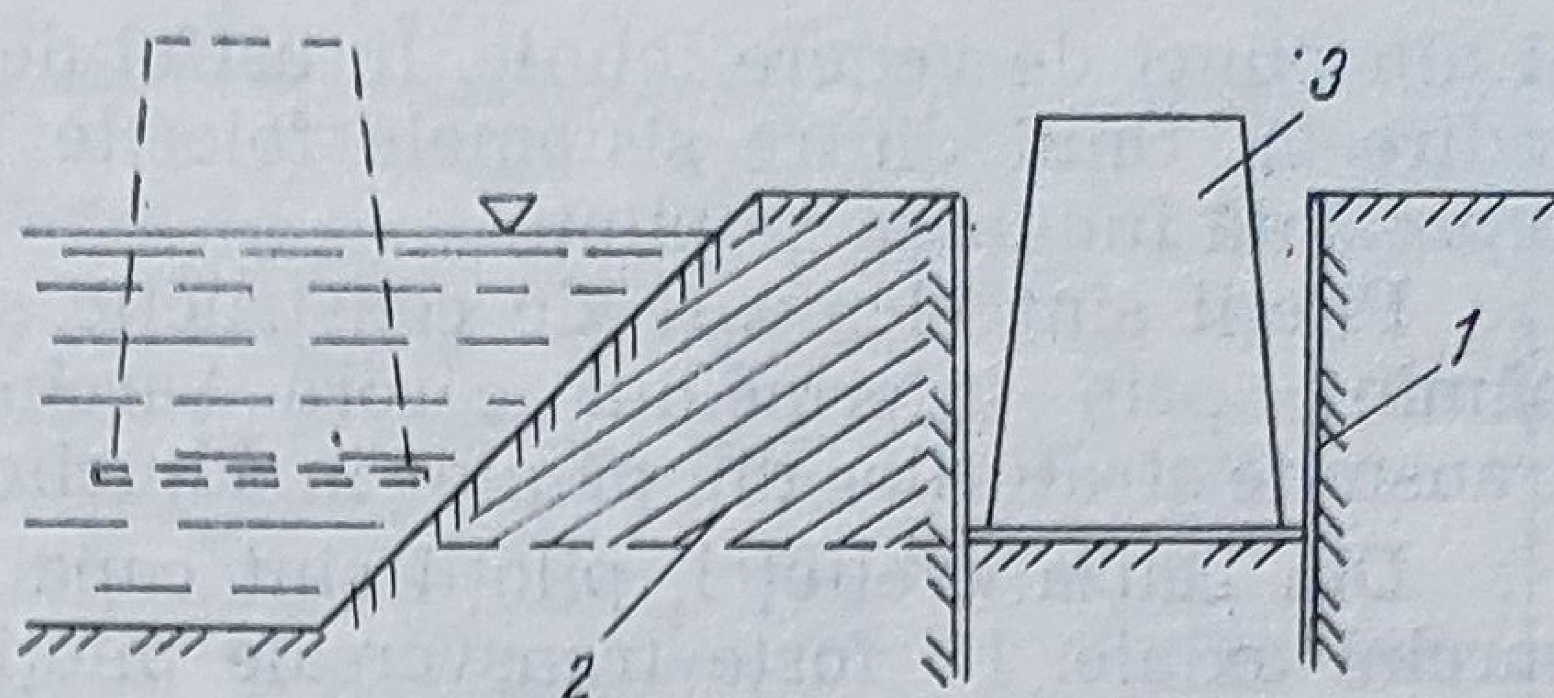


Fig. 15.13. Lansarea chesoanelor prin separarea malului :

1 — perete din palplanşe; *2* — pămînt neîndepărtat pentru realizarea canalului de legătură; *3* — chesonul în incintă sprijinită cu palplanşe.

Cu ocazia dimensionării chesoanelor trebuie să se ia în considerare şi solicitările la care este supus chesonul prin lansare şi remorcare. Remorcarea chesonului se face pe timp liniştit, evitîndu-se solicitările cauzate de izbiturile provocate de valuri.

Secţiunea orizontală a chesoanelor se poate realiza în diferite forme, după felul construcţiei, care se aşază pe ele — chei, far de semnalizare etc.

După ce chesonul plutitor a fost remorcat pînă la locul de întrebuinţare, urmează scufundarea lui la cota de fundare. Înainte de scufundare, fundul mării se nivelează. În ape liniştite poate fi scufundat prin umplerea compartimentelor cu beton slab, piatră brută, pietriş sau nisip. Cînd există posibilitatea, ca din cauza valurilor etc., scufundarea să nu reuşească chiar la locul fixat, se face scufundarea prin umplerea compartimentelor cu apă. Astfel, dacă scufundarea nu a reuşit la prima încercare, se pompează din apă o cantitate care permite ridicarea chesonului prin presiunea ascensională a apei şi se manevrează chesonul pînă ce scufundarea reuşeşte. După aceea se îndepărtează apa, rînd pe rînd din cîte un compartiment şi se trece la umplerea chesonului cu material de umplutură (piatră, beton slab etc.), terminîndu-se la partea superioară cu o zonă de beton armat, în care sînt prevăzute armături de legătură pentru elementele suprastructurii.

CAPITOLUL 16
FUNDAŢII DE ADÎNCIME

16.1. FUNDAŢII PE PILOŢI

16.1.1. ELEMENTE PRIVIND FUNDAREA PE PILOŢI

În cazul în care terenul bun de fundare se găseşte la adîncimi mari, uneori existînd şi situaţia în care nivelul apelor subterane este ridicat, fundarea directă devine neeconomică, iar uneori necorespunzătoare chiar

și din punct de vedere tehnic. În astfel de situații se recomandă fundarea indirectă. Unul dintre sistemele folosite frecvent în astfel de situații îl reprezintă fundarea pe piloți.

Piloții sînt elemente de construcție sub forma unor stîlpi înfipți în pămînt, prin intermediul cărora sarcina provenită din construcție se transmite straturilor din pămînt în adîncime.

Din cauza zvelteței, piloții sînt capabili să suporte în genere numai sarcini axiale. La forțe transversale piloții rezistă numai dacă au o secțiune capabilă să preia încovoierea și, mai ales, dacă terenul în care sînt înfipți este suficient de rezistent pentru a asigura o bună încastrare. De aceea pentru preluarea sarcinilor orizontale se folosesc în general piloții înclinați. Înclinarea se dă în așa fel ca sarcina verticală și orizontală să dea pe cît posibil o rezultantă apropiată de direcția corespunzătoare înclinării.

Fundațiile pe piloți constau din piloții înfipți în pămînt și uniți la partea superioară printr-o placă, numită radier, ce transmite sarcina din construcție.

Dacă radierul se găsește sub nivelul terenului (fig. 16.1), piloții se numesc *piloți adînci*, iar cînd se află deasupra terenului (fig. 16.2), ei se numesc *piloți înalți*. Asemenea cazuri apar îndeosebi la ziduri de cheiuri, poduri provizorii etc.

După modul cum piloții transmit sarcinile terenului, se deosebesc două categorii de piloți :

— piloții de rezistență (piloți purtători pe vîrf), care predau sarcina prin intermediul vîrfului lor, vîrf ce este înfipt într-un teren rezistent, puțin compresibil ;

— piloți flotanți (purtători pe manta), care transmit sarcina prin frecarea între suprafața laterală a pilotului și terenul înconjurător. Piloții flotanți se folosesc de obicei în cazul în care terenul rezistent se găsește la adîncimi mari.

Ținînd seama de procedeul de execuție și de înfigere în pămînt, piloții pot fi subîmpărțiți în două grupe :

— piloți prefabricați, confecționați în prealabil și care se înfig în pămînt prin batere, vibrare, înșurubare, subspălare cu jet de apă, sau prin combinații între metodele amintite ;

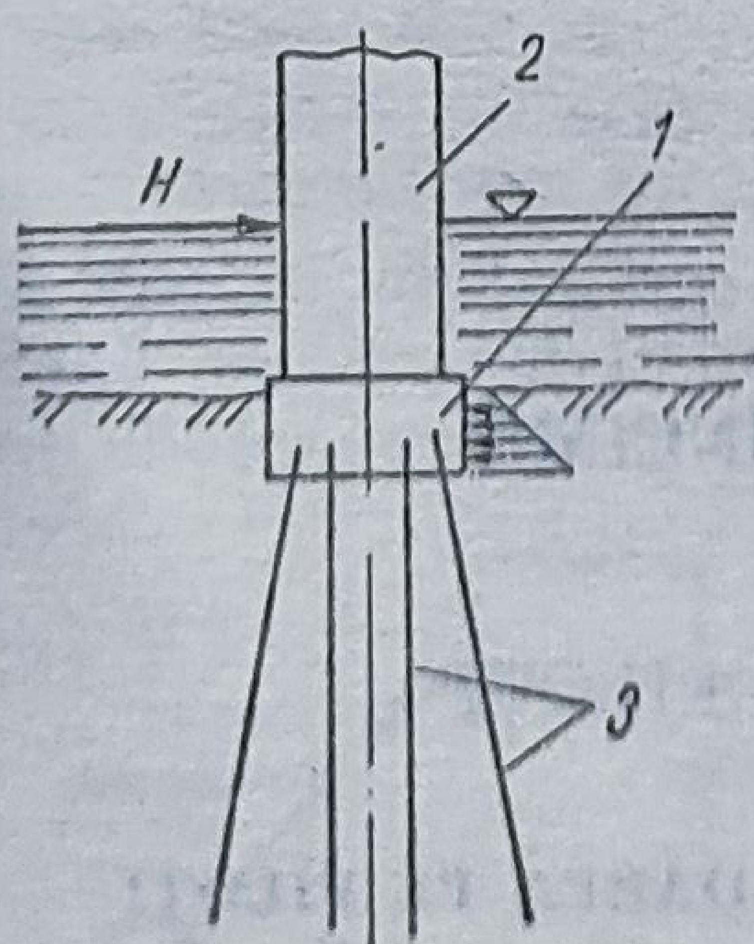


Fig. 16.1. Fundație pe piloți adînci :
1 — radier jos; 2 — pilă de pod; 3 — piloți.

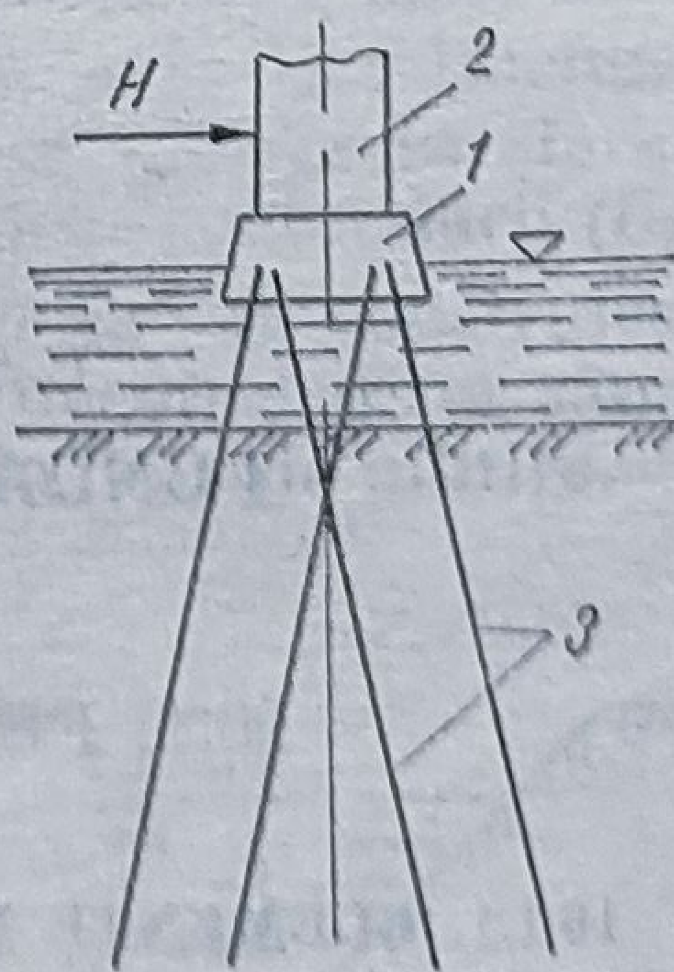


Fig. 16.2. Fundație pe piloți înalți :
1 — radier înalt; 2 — pilă de pod; 3 — piloți.

Clasificarea piloților

PILOȚI PREFABRICAȚI (clasificare după modul de înfigere, materialul din care sint executați, caracteristici de formă a secțiunii transversale și longitudinale)						
Introduși prin batere subspălare sau folosind cele două procedee				Introduși prin înșurubare	Introduși prin vibrare vibropercuție sau vibropresare	Introduși prin presare
Piloți din lemn	Piloți din beton armat	Piloți din beton precomprimat	Piloți din metal	Piloți prefabricați introduși în teren prin înșurubare	Cu secțiune plină	Piloți prefabricați introduși în teren prin presare
Cu secțiune simplă	Cu secțiune plină	Cu secțiune plină	Cu secțiunea transversală chesonată		Cu gol în secțiune transversală	
Cu secțiunea compusă	Cu gol în secțiunea transversală	Cu gol în secțiunea transversală	Realizat prin profile laminate		Tubulari	
	Tubulari	Tubulari	Cu secț. transvers. circulară (tuburi)			
	Cu diferite forme ale bulbului	Din segmente îmbinate în secț. longitudinală	Cu forme speciale de realizare a bulbului			
	Din segmente îmbinabile în secț. longitud.		Din segmente îmbinabile în secț. longitudinală			
	Cu forme speciale în secțiune transversală și longitud. (cu secț. în stea, tronconic piramidal etc.)		Cu forme speciale în secț. transv. și longitud. (secț. triunghiulară, hexagon, cu proeminențe etc.)			

TABELUL 16.1 (continuare)

PILOŢI EXECUTAŢI PE LOC (clasificare după modul de executare a cavităţii în teren, caracteristici de formă a secţiunii transversale şi longitudinale)					
Prin batere la partea superioară sau inferioară a tubajului, cu tubaj recuperabil sau nerecuperabil	Prin presare cu tubaj nerecuperabil	Prin vibrare sau vibropresare cu tubaj recuperabil	Prin forare		
			În uscat, fără tubaj	Sub protecţia noroiului bentonitic	Cu tub recuperabil sau nerecuperabil
Cu bulb la partea inferioară		Cu bulb la baza pilotului	Cu bulb la baza pilotului	Cu bulb la baza pilotului	Turnaţi simplu fără bulb la bază
Fără bulb la partea inferioară		Fără bulb la baza pilotului	Fără bulb la baza pilotului	Fără bulb la baza pilotului	Turnaţi sub presiune fără bulb la bază
Cu bulb la partea inferioară şi proeminenţe pe manta		Cu bulb la bază şi proeminenţe pe manta			Turnaţi sub efectul vibrării fără bulb la bază
		Fără bulb, realizaţi sub protecţia aerului comprimat			Cu diferite moduri de realizare a bulbului
PILOŢI COMPUŞI (realizaţi prin combinarea celor două categorii anterioare)					

— piloţii executaţi la faţa locului, care se execută prin mai multe metode.

O reprezentare schematică a diferitelor categorii de piloţi se prezintă în tabelul 16.1.

16.1.2. SOLUŢII CONSTRUCTIVE ŞI TEHNOLOGII DE REALIZARE A PILOŢILOR

16.1.2.1. **Piloţi confecţionaţi în prealabil.** *Piloţi din beton armat.* Piloţii prefabricaţi din beton armat se confecţionează din beton de marcă minimă B 200. În anumite cazuri se utilizează adaosuri speciale care măresc rezistenţa la coroziune şi la îngheţ. De obicei secţiunea acestora este pătrată, cu latura de 20 . . . 45 cm, iar lungimea lor este cuprinsă între 6 şi 25 m.

Procentul de armare se stabileşte în funcţie de secţiunea şi lungimea pilotului, ţinînd seama de condiţiile de manevră şi transport precum şi de metodologia aplicată la înfigerea în teren, ajungîndu-se pînă la 4%. Armătura longitudinală constă din 4 sau 8 bare cu diametrul de 14 . . . 32 mm (fig. 16.3).

Partea superioară a pilotului se armează cu 3 plase din sîrmă de $\varnothing = 6$ mm aşezate orizontal la distanţă de 5 cm una de alta.

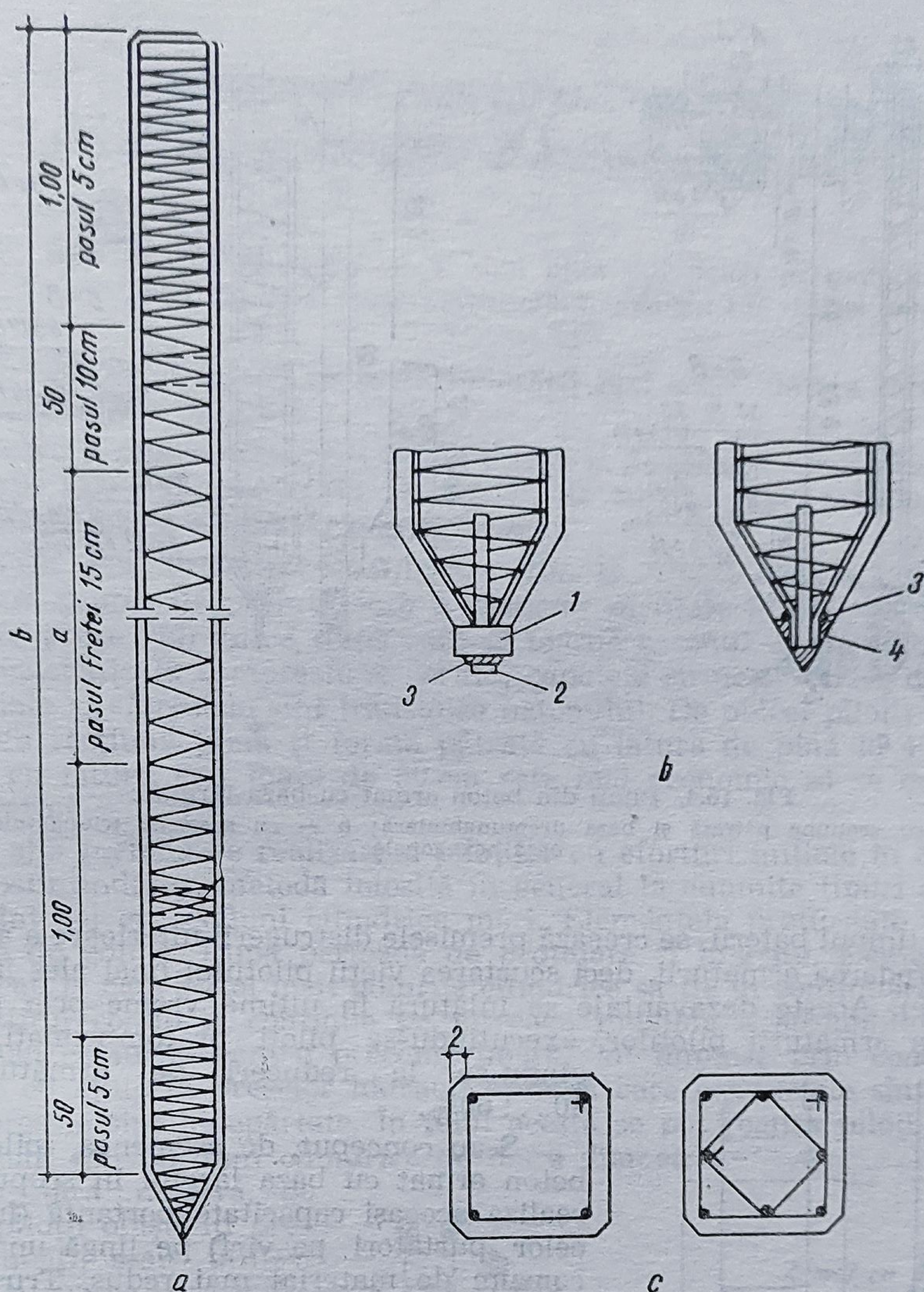


Fig. 16.3. Pilot din beton armat:
a — armare longitudinală; *b* — detaliu vîrf; *1* — inel; *2* — dorn; *3* — sudură; *4* — vîrf din oțel; *c* — plasarea etrierilor.

Această armătură se plasează cu scopul realizării unei rezistențe sporite a pilotului în zona unde acesta este supus la eforturi suplimentare în timpul introducerii în teren. Măsuri similare se iau la vîrful pilotului unde se prevede crearea unei părți ascuțite și rezistente, de obicei prin montarea unui dorn metalic de care se sudează barele longitudinale, rezultînd astfel un fel de sabot (fig. 16.3, *b*).

Piloții din beton armat, prezintă unele avantaje dintre care se menționează: rezistența în medii umede, executarea la dimensiunile necesare scopului propus și capacități portante mult mai mari. Un dezavantaj de bază al piloților din beton armat prefabricați îl prezintă consumul ridicat de armătură. În afară de aceasta, prin crearea unor fisuri cît de

Fig. 16.4. Piloţi din beton armat cu baza lărgită :
a — cu secţiune pătrată şi bază dreptunghiulară; b — cu secţiune triunghiulară şi bază hexagonală.

mici în timpul baterii, se creează premisele distrugerii ulterioare a acestuia prin corodarea armăturii, deci scurtarea vieţii pilotului (mai ales în apele agresive). Aceste dezavantaje se înlătură în ultima vreme prin pretensionarea armăturii piloţilor, executîndu-se piloţi precomprimaţi, ajungîndu-se la reduceri de armătură de 40 . . . 60%.

S-au conceput, de asemenea, piloţi din beton armat cu baza lărgită în scopul de a realiza aceeaşi capacitate portantă (în cazul celor purtători pe vîrf) pe lîngă un cost şi consum de material mai redus. Trustul de construcţii industriale Cluj a folosit astfel de piloţi la fundarea unor lucări (fig. 16.4).

Piloţii cu secţiunea de 25 × 25 cm şi baza lărgită prezintă faţă de cei similari, dar cu secţiune constantă, o economie de 29% de beton, 9% cofraj, avînd însă un consum sporit de 10% de oţel. Costul scade cu circa 7%.

O altă soluţie o reprezintă piloţii din beton armat sub formă de pană. Aceştia pot fi de formă dreptunghiulară cu secţiune variabilă (fig. 16.5) şi prezintă avantajul introducerii uşoare în teren.

Fig. 16.5. Pilot din beton armat sub formă de pană :
a şi b — secţiuni longitudinale; c — secţiune transversală.

Capacitatea portantă este destul de mare, deşi rezistenţa pe vîrf este mai mică decît la un pilot cu secţiunea constantă dar

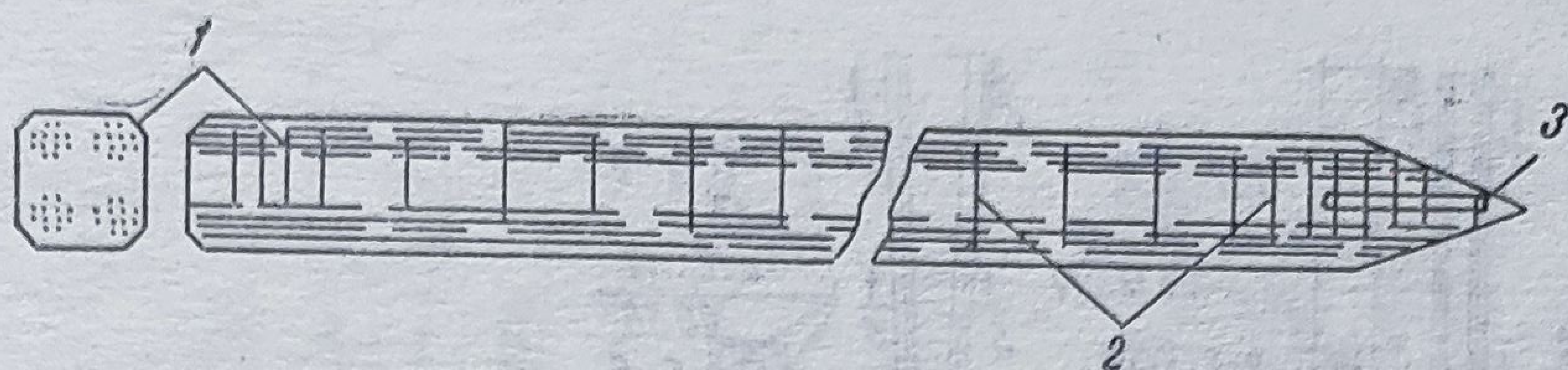


Fig. 16.6. Alcătuirea obişnuită a unui pilot din beton precomprimat: 1 — fascicule din sîrmă de mare rezistenţă; 2 — etrieri; 3 — vîrf din oţel.

creşte frecarea pe manta datorită îndesării mai accentuate a terenului în zona superioară a pilotului.

Pentru a realiza economii de armătură şi a micşora greutatea piloţilor a început să se folosească în ultimii 20 de ani, pe plan mondial, piloţii prefabricaţi din beton armat precomprimat.

Piloţii din beton precomprimat (fig. 16.6) sînt realizaţi, de obicei, printr-un proces de preîntindere a sîrmelor montate în cofraje cu ajutorul unor prese hidraulice, după care se toarnă betonul. După ce betonul a atins rezistenţa la compresiune cerută, capetele sîrmelor ce ies din beton sînt tăiate şi eforturile sînt transmise betonului. De obicei piloţii se realizează cu secţiune plină şi forma pătrată cu latura de pînă la 40 cm. La piloţii cu latura mai mare de 50 cm este mai economic să se creeze un gol interior.

O altă metodă de realizare a piloţilor cu eforturi iniţiale în armături este postîntinderea, metodă folosită în general la anumite tipuri de piloţi cum sînt cei cu secţiuni cilindrice mari. Elementele preturnate prezintă o serie de goluri. După perioada de protejare şi întărire, elementele se aşază cap la cap, astfel încît golurile cilindrice să fie în continuare pentru a constitui conducte continue pe întreaga lungime a ansamblului. Sîrmele sau cablurile pentru precomprimare sînt împinse prin conducte şi întinse cu ajutorul preselor hidraulice, după care conductele sînt torcretate, presele sînt îndepărtate. În felul acesta se pot realiza piloţi de lungimi mari din porţiuni cilindrice de mare diametru.

În ţara noastră, pe lîngă piloţii obişnuiţi precomprimaţi, s-au utilizat piloţi cu unele caracteristici particulare, cum sînt:

— Piloţii scurţi precomprimaţi cu secţiune transversală *în formă de stea* (fig. 16.7). Se caracterizează printr-o distribuţie raţională a betonului şi a armăturii, ceea ce a permis obţinerea unui spor a capacităţii portante în proporţie de circa 35% faţă de capacitatea portantă realizată cu piloţi obişnuiţi cu secţiune pătrată sau circulară. Frecvent se mai folosesc piloţi

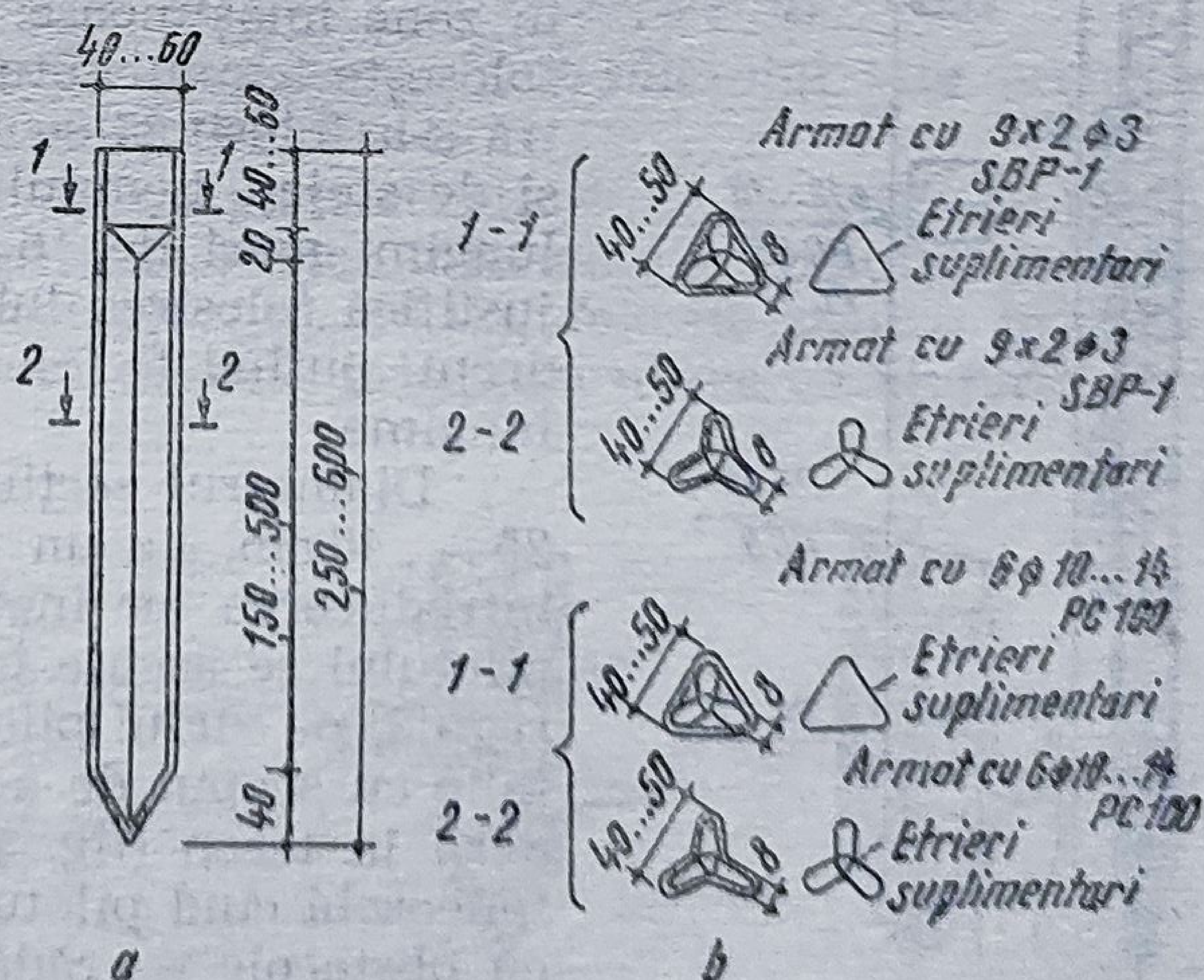


Fig. 16.7. Pilot scurt precomprimat cu secţiunea transversală în formă de stea: a — vedere laterală; b — detalii de secţiuni transversale.

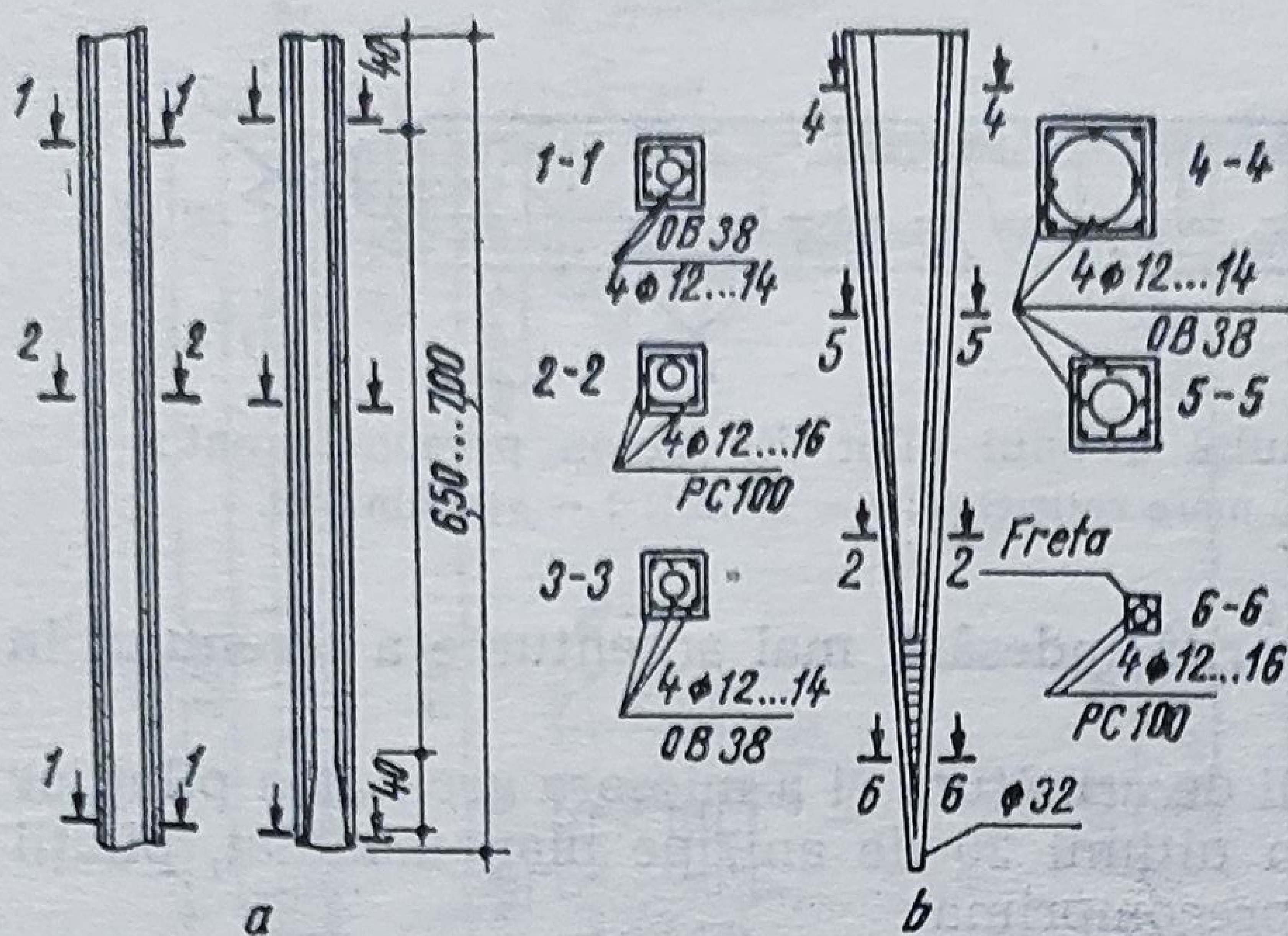


Fig. 16.8. Pilot scurt din beton armat cu gol central : *a* — prismatic; *b* — piramidal.

scurți din beton armat cu secțiunea pătrată, cu gol central, prismatici sau piramidali (fig. 16.8). Aceștia se caracterizează prin distribuția rațională a betonului și printr-o execuție simplă. Eliminarea materialului din zona centrală conduce la realizarea unor sisteme ușoare care prezintă aceeași capacitate portantă ca și piloții cu secțiune plină.

— În unele situații se folosesc piloți cu secțiunea pătrată plină precomprimați parțial (fig. 16.9). Aceștia se caracterizează prin aceea că armătura pretensionată este asociată cu armătura obișnuită. Prin aplicarea acestui procedeu se realizează o economie importantă de oțel și se elimină apariția fisurilor în piloți în timpul transportului și al manipulării lor. Consumul de oțel utilizat pentru armătura longitudinală la acest sistem se reduce în proporție de 30 . . . 65% față de armătura utilizată la piloții din beton armat. Soluția s-a aplicat la executarea unor construcții la Constanța.

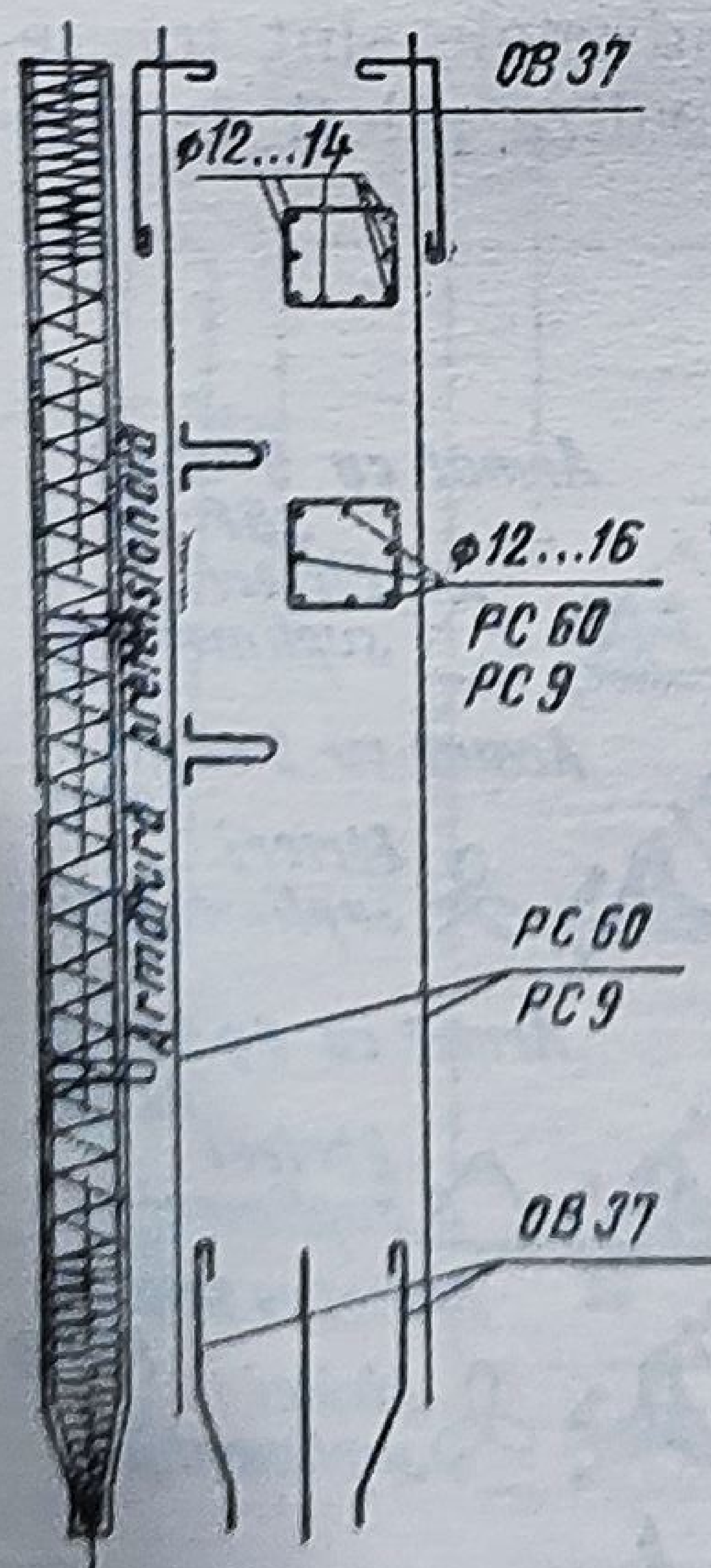


Fig. 16.9. Pilot precomprimat parțial cu secțiunea pătrată plină.

Piloți din lemn. Piloții din lemn se folosesc din timpurile cele mai străvechi, în prezent aplicîndu-se pentru executarea fundațiilor provizorii în zone mlăștinoase. Pentru confecționarea lor se folosește lemnul rotund sau ecarisat. În țara noastră s-a folosit și se folosește lemnul de rășinoase și de stejar. Lemnul de rășinoase este drept pe lungimi mari de 16 . . . 20 m, motiv pentru care justifică folosirea lui. Lemnul de stejar nu este drept, putînd fi folosit numai pînă la circa 8 m lungime.

Diametrul secțiunii piloților de lemn este de 25 . . . 40 cm. La un diametru mai mare de 35 cm introducerea lor în teren devine dificilă. Vîrful pilotului se ascute în trei sau patru muchii. De regulă, pe vîrful pilotului se fixează un sabot metalic cu scopul de a-l proteja în decursul pătrunderii în teren (fig. 16.10, *b*). Sabotul este necesar îndeosebi cînd pilotul trebuie să străbată un teren cu obstacole — rădăcini de arbori rămase în pămînt, teren pietros, teren cu bolovani etc. Sabotul trebuie să fie suficient de solid ca să reziste la obstacolele întîlnite.

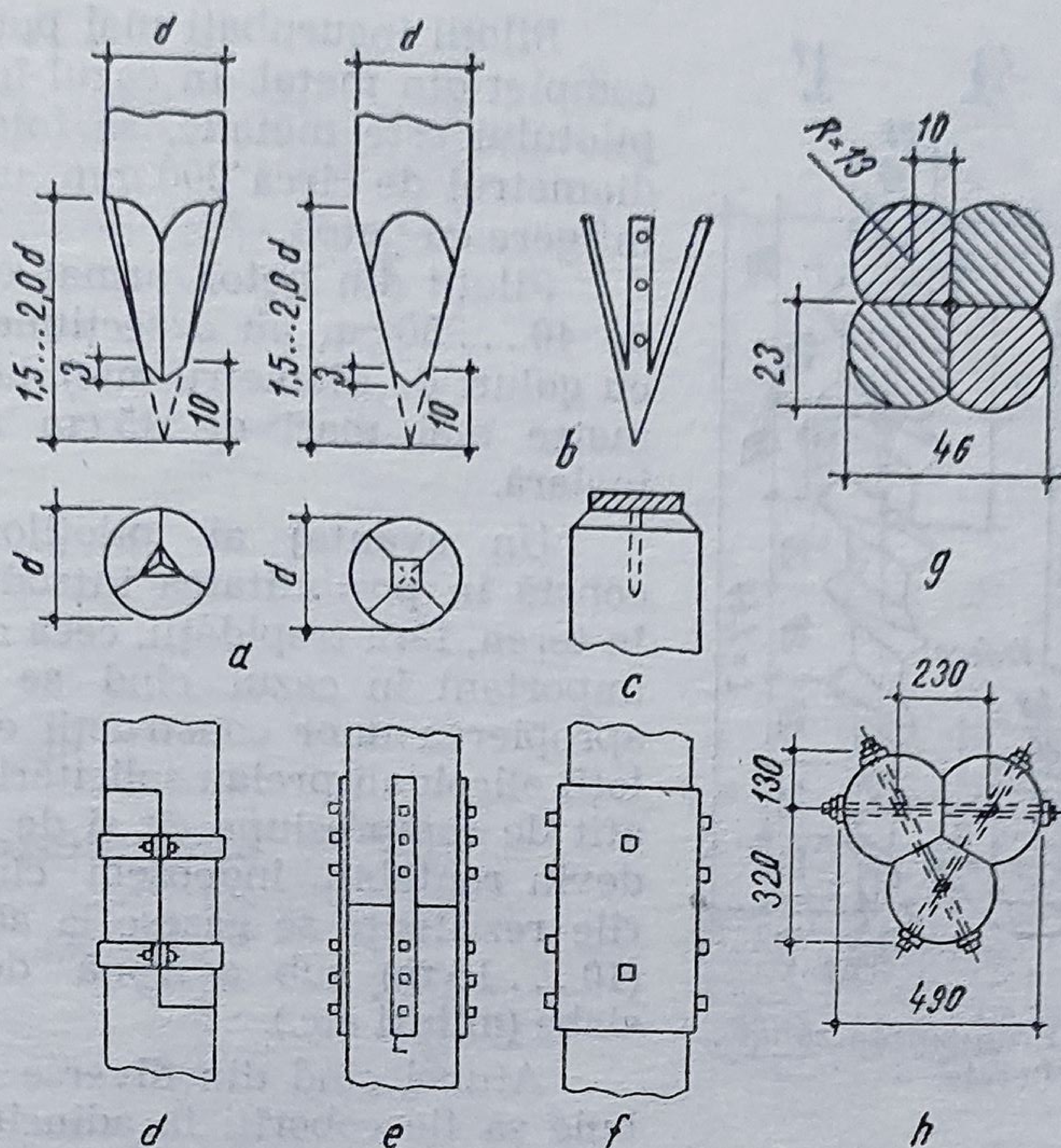


Fig. 16.10. Detalii la piloţii din lemn :
a — vîrf; *b* — sabot; *c* — cap superior; *d* — înnădire cu inele; *e* — înnădire cu platbande; *f* — înnădire cu ţeavă; *g* — îmbinarea a patru elemente; *h* — îmbinarea a trei elemente.

Pe capul superior al pilotului se pune un inel metalic pentru a proteja pilotul cu ocazia baterii (fig. 16.10, *c*). Inelul are o formă tronconică cu înclinarea de 1 : 20, pentru ca prin batere să se fixeze cît mai strîns pe capul pilotului.

Cînd nu se găseşte lemn rotund cu dimensiunile necesare pentru un pilot, se folosesc piloţi compuşi şi înnădiţi (fig. 16.10, *g* şi *h*).

În cazul piloţilor supuşi la smulgere, capul pilotului este prelucrat în mod special în formă tronconică (fig. 16.11).

Piloţi înşurubaţi. Acest tip de pilot constă dintr-un stîlp din beton armat şi un sabot metalic prins la partea inferioară a acestuia. Pe sabot sînt prevăzute aripioare elicoidale (fig. 16.12), folosite pentru înfigerea pilotului în pămînt. Aceasta se execută prin înşurubare cu ajutorul unui mecanism special.

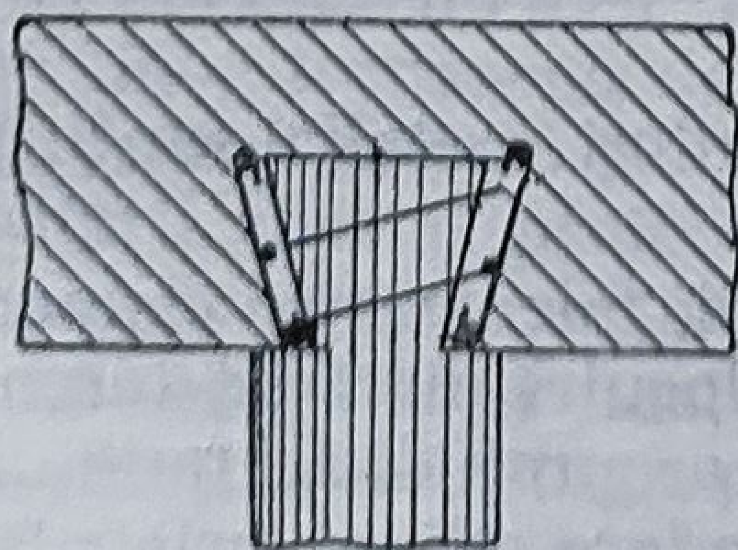


Fig. 16.11. Fixarea fundaţiei pe capătul unui pilot din lemn.

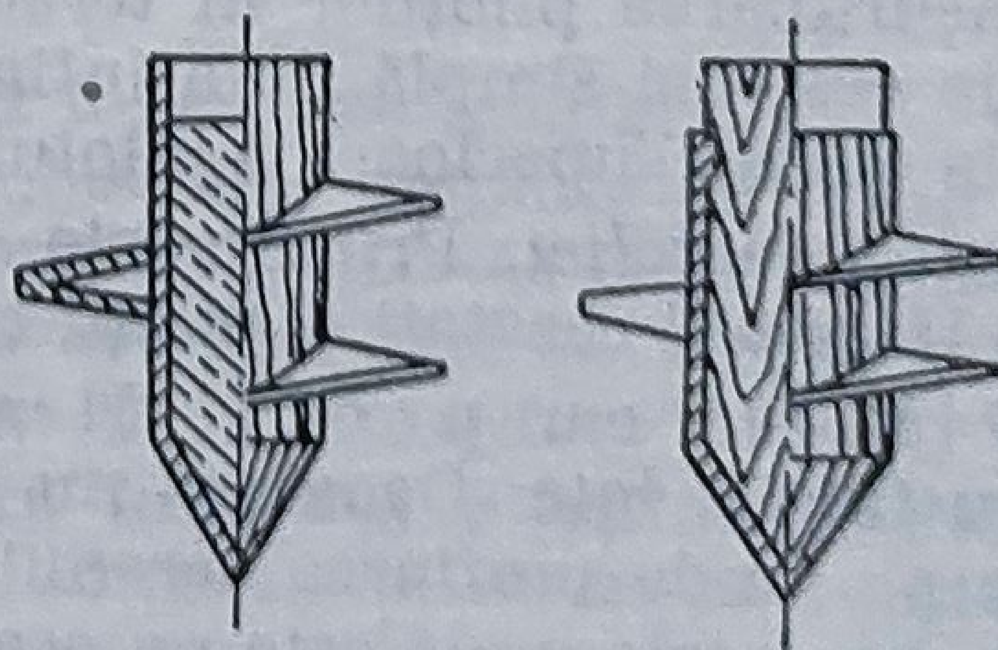


Fig. 16.12. Piloţi înşurubaţi.

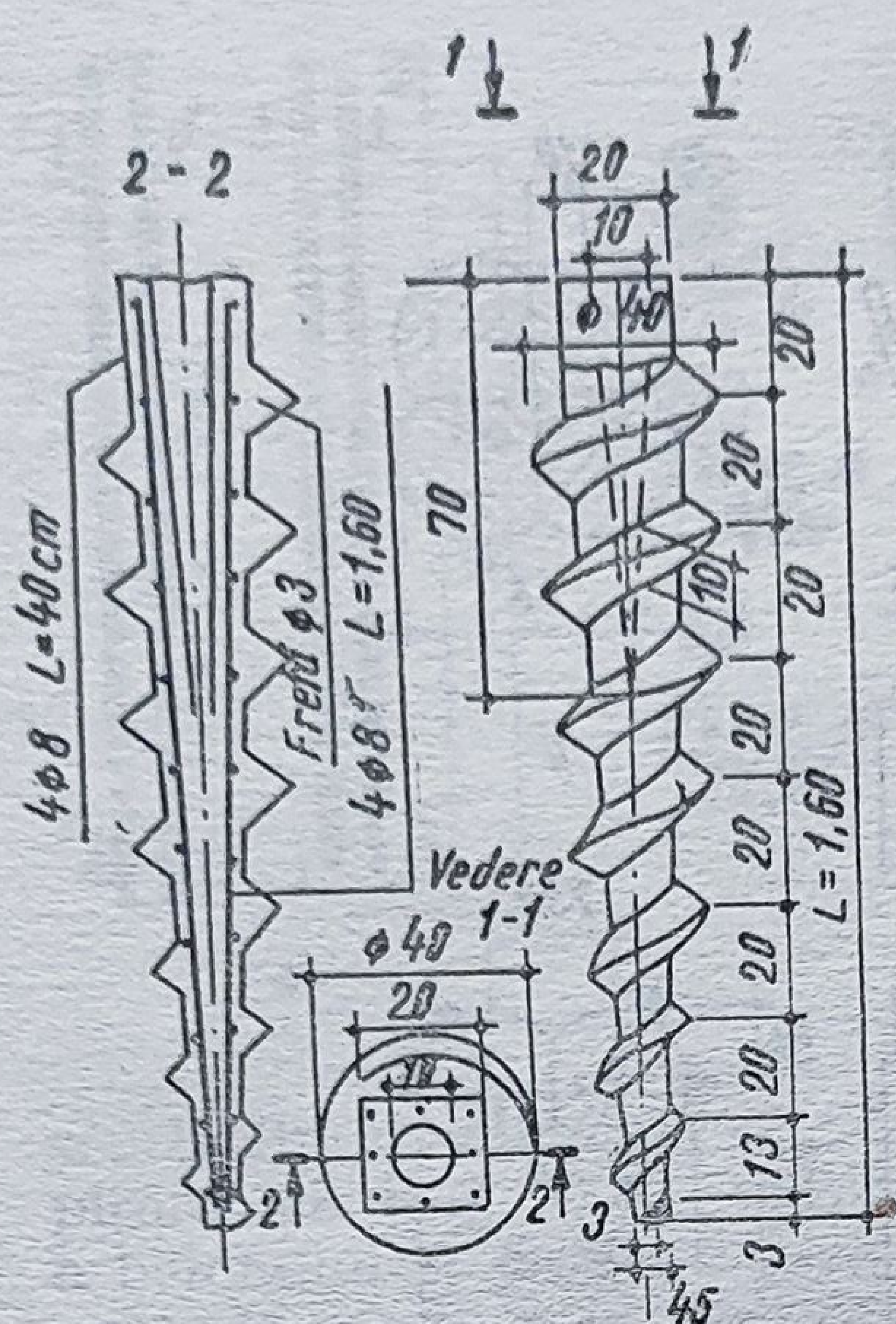


Fig. 16.13. Prelungirea zonei filetate.

Piloţii înşurubaţi mai pot fi executaţi complet din metal. În cazul în care corpul pilotului este metalic, se folosesc ţevi cu diametrul de circa 200 mm, umplute după înfigere cu beton.

Piloţii din beton armat cu diametrul de 40 . . . 50 cm au o secţiune plină (sau cu goluri de diametru mic), iar cei cu diametre mai mari de 45 cm au secţiunea inelară.

Un avantaj al piloţilor înşurubaţi constă în posibilitatea introducerii lente în teren, fără trepidaţii, ceea ce este foarte important în cazul cînd se lucrează în apropierea unor construcţii existente. Piloţii elicoidali preiau solicitări axiale mari, atît de compresiune cît şi de smulgere. Ei devin rentabili îndeosebi cînd pămînturile rezistente se găsesc la adîncimi mari (10 . . . 15 m) sub o zonă de pămînturi slabe (mîluri etc.).

Atunci cînd din diverse motive trebuie să fie coborîţi la adîncimi mai mari de 2,50 m, zona filetată se prelungeşte cu un alt corp din beton armat de formă prismatică, cilindrică cu secţiune plină sau inelară (fig. 16.13). Partea cu care se prelungeşte zona filetată a pilotului se ataşează prin turnarea monolită a întregului ansamblu sau prin turnarea separată a pilonului-şurub şi a stîlpului prelungitor, legătura fiind făcută prin intermediul unei îmbinări uscate sau umede, detaşabile sau fixe.

Piloţii-şurub prezintă avantajul obţinerii unei capacităţi portante superioare, ca urmare a modului mai raţional al distribuţiei betonului faţă de axa piesei în sensul realizării unei suprafeţe laterale de contact mai mare cu pămîntul, ceea ce duce la economie de material. Aceşti piloţi lucrează foarte bine la smulgere.

Domeniul de utilizare a piloţilor-şurub este foarte variat şi anume : la construcţii agrozootehnice (cu un nivel sau două), la construcţii de locuinţe cu unul sau două niveluri (fig. 16.14, *a*), la construcţii de clădiri provizorii, pentru că pot fi recuperaţi, la construcţii ancorate, la stîlpii liniilor de transport electrice (fig. 16.14, *b*), la platforme şi pardoseli, la susţinerea jgheaburilor pentru irigaţii (fig. 16.14, *c*) etc. De asemenea, se pot utiliza pentru consolidări de terenuri (fig. 16.14, *d*).

Înşurubarea piloţilor în teren se poate executa manual sau mecanic. Metoda cea mai simplă de a înfige piloţi înşurubaţi foloseşte un cabestan fixat la partea superioară a pilotului.

Piloţi metalici. Principalele tipuri de piloţi metalici sînt : piloţii cu profil H, piloţii casetaţi şi piloţii tubulari.

P i l o ţ i i c u p r o f i l H au, de obicei, forma unor elemente metalice cu tălpile late. Deoarece nu produc dislocuiri mari de teren, se folosesc acolo unde umflarea terenului din jur ar prejudicia terenurile învecinate, sau acolo unde este necesară o pătrundere adîncă prin nisipuri afînate sau cu îndesare mijlocie. În ultimul caz nisipul nu va fi îndesat pe o distanţă mare în jurul piloţilor, ceea ce va facilita înfigerea unor grupuri

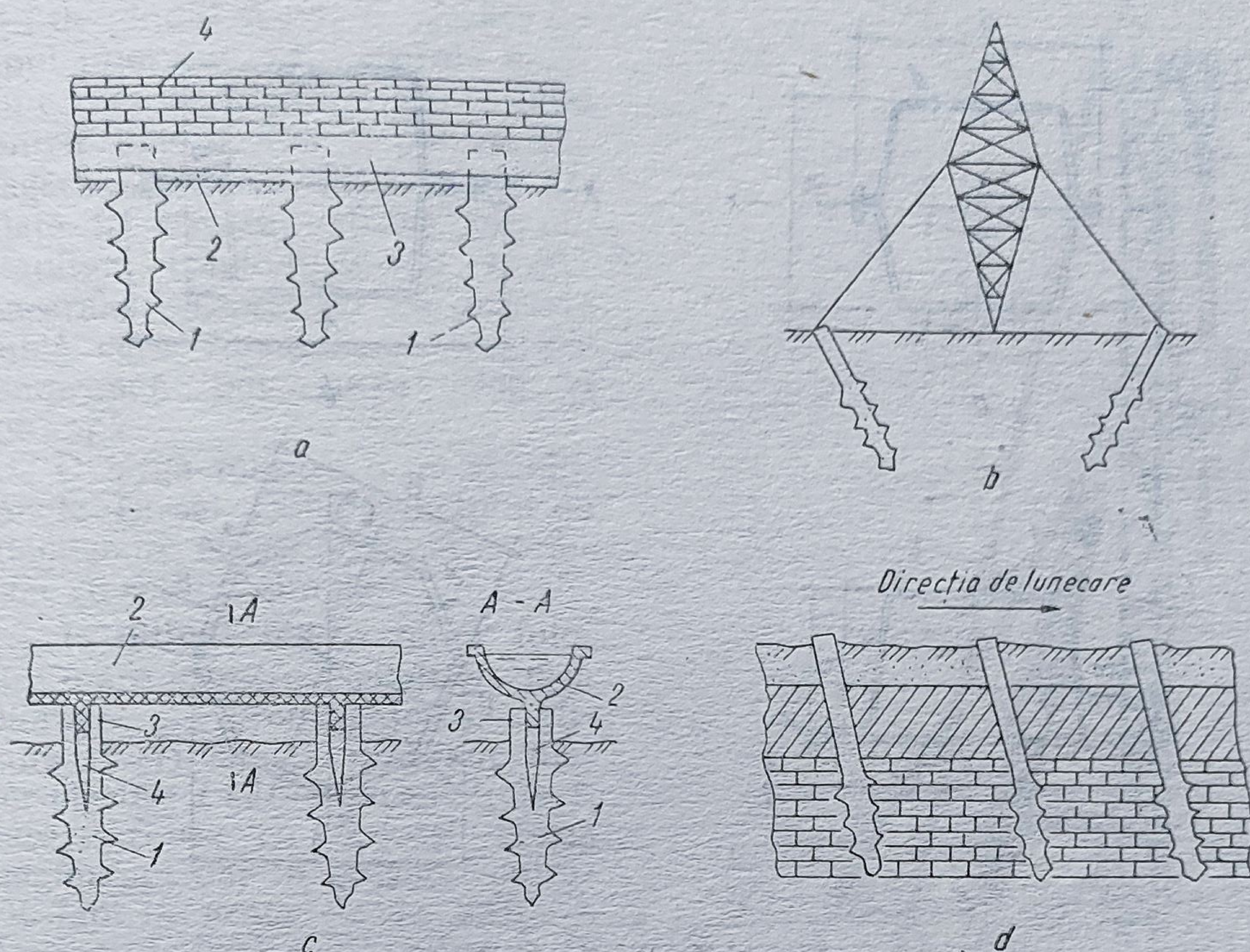


Fig. 16.14. Utilizarea piloţilor-şurub:

a — la construcţii de locuinţe; *1* — pilot; *2* — pat de nisip; *3* — grindă din beton; *4* — zidărie din cărămidă; *b* — la linii electrice de transport; *c* — la susţinerea jgheaburilor pentru irigaţii; *1* — pilot; *2* — jgheab; *3* — nervură; *4* — piesă de încastrare; *d* — la consolidarea de terenuri alunecătoare.

mari de piloţi fără a fi necesară o batere prea puternică, susceptibilă să provoace tasări ale construcţiilor alăturate fundate pe nisip.

Rezistenţa scăzută la penetrare a piloţilor din profile H în pămînturile nisipoase afînate poate constitui şi un dezavantaj în cazurile cînd este necesar ca pentru fişe nu prea mari de piloţi să se obţină frecări laterale şi rezistenţe pe vîrf importante.

Piloţii casetaţi (fig. 16.15) dislocuiesc un volum mare de pămînt. În argile pot fi bătuţi deschişi la capătul inferior, întrucît în această zonă se formează un dop care este antrenat în jos odată cu pilotul şi constituie o masă compactă avînd o rezistenţă pe vîrf egală cu aria secţiunii transversale mari a capătului pilotului. Un dop similar se formează între aripile profilului H.

În toate cazurile, frecarea laterală şi rezistenţa pe vîrf a piloţilor metalici pot fi calculate luînd în considerare perimetrul şi secţiunea transversală mare.

Piloţii tubulari din oţel sînt folosiţi pe larg în S.U.A., uneori sub forma unor tronsoane de conducte obişnuite umplute cu beton sau a unor secţiuni cu caneluri pentru a le imprima rigiditatea necesară manipulării şi baterii special proiectate; aceste secţiuni sînt bătute pe întreaga adîncime cu ciocane obişnuite de piloţi şi sînt umplute apoi cu beton.

16.1.2.2. Metode şi instalaţii pentru înfigerea piloţilor realizaţi în prealabil. Piloţii realizaţi în prealabil se introduc în teren prin batere cu un berbec de o anumită greutate, vibrare sau vibropercuţie, subspălare prin acţiunea unui jet de apă cu presiunea sub vîrful şi în jurul pilotului şi prin înşurubare.

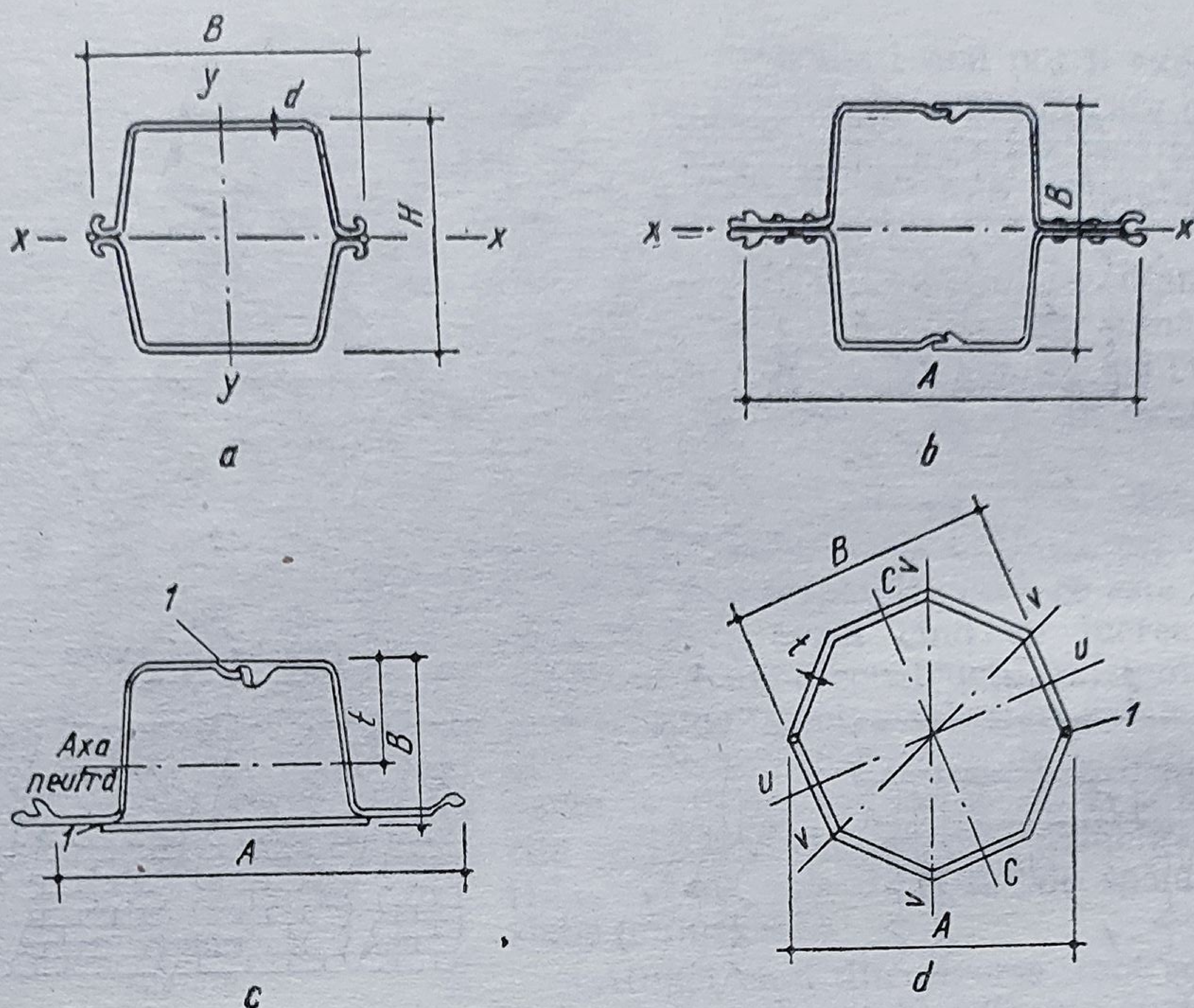


Fig. 16.15. Piloţi casetaţi:
a, *b* şi *c* — secţiuni din palplanşe; *d* — secţiune din tablă sudată.

Înfigerea piloţilor prin batere. Instalaţiile pentru baterea piloţilor în general sînt de două tipuri: cu cădere liberă a berbecului şi automate.

Părţile principale ale unei instalaţii de batere cu cădere liberă sînt: soneta, berbecul şi aparatul de ridicat al berbecului.

Soneta serveşte la susţinerea şi ghidarea berbecului, compus din două piese lungi, numite luminări, între care glisează berbecul în decursul manevrării şi căderii lui libere (fig. 16.16).

Pentru introducerea piloţilor şi a palplanşelor din beton armat a palplanşelor metalice lungi se foloseşte berbecul cu greutate de 1 500... 2 000 daN. În general, se cere ca greutatea berbecului să fie cel puţin egală cu a pilotului, pentru a obţine un bun randament la batere. O largă răspîndire au utilajele de batere automată, care pot fi cu acţiune simplă sau dublă. Utilajele cu acţiune simplă, prin presiunea aburului sau a aerului comprimat realizează doar ridicarea părţii de şoc a ciocanului (cilindrului), cursa de lucru însă (şocul asupra pilotului) are loc la o cădere liberă a cilindrului, sub acţiunea greutăţii proprii.

Frecvenţa loviturilor ciocanului cu abur ajunge să fie de 30...40 lovituri/min.

În cazul utilajelor acţionate cu abur-aer, cu acţiune dublă, partea de şoc este un piston ce se deplasează în sus şi jos sub presiunea aburului sau a aerului comprimat, cilindrul rămînînd însă fix.

Ciocanele cu acţiune dublă au avantaje considerabile faţă de cele cu acţiunea simplă. Energia aburului este folosită la acestea mult mai raţional, servind atît pentru mersul în gol cît şi pentru cel de lucru, ceea ce măreşte coeficientul de acţionare utilă. Datorită frecvenţei mari a şocurilor, ciocanele au o mare productivitate, aceste ciocane nu necesită insta-

lații de ghidaj și pot fi așezate pe capul pilotului, cu macarale obișnuite. Ele se folosesc nu numai pentru batere, dar și pentru extragerea piloților. Prin șocuri dirijate în sus se extrage pilotul, simultan trăgîndu-se cu troliul macaralei. Ciocanele cu acțiune dublă care funcționează cu aer comprimat pot lucra bine și sub apă.

O largă folosire o au și ciocanele Diesel. După principiul de funcționare ele se prezintă ca ciocane cu acțiune simplă.

În ultimii ani o largă folosire o are *înfigerea piloților prin vibrare*. Vibroînfigătorul (figura 16.17) constă dintr-un motor electric *1* și din excentricele *2*, care se rotesc cu aceeași viteză unghiulară dar în sensuri contrarii, fapt în urma căruia apare o forță centrifugă sumă, adică forța perturbatoare, dirijată în lungul axei pilotului.

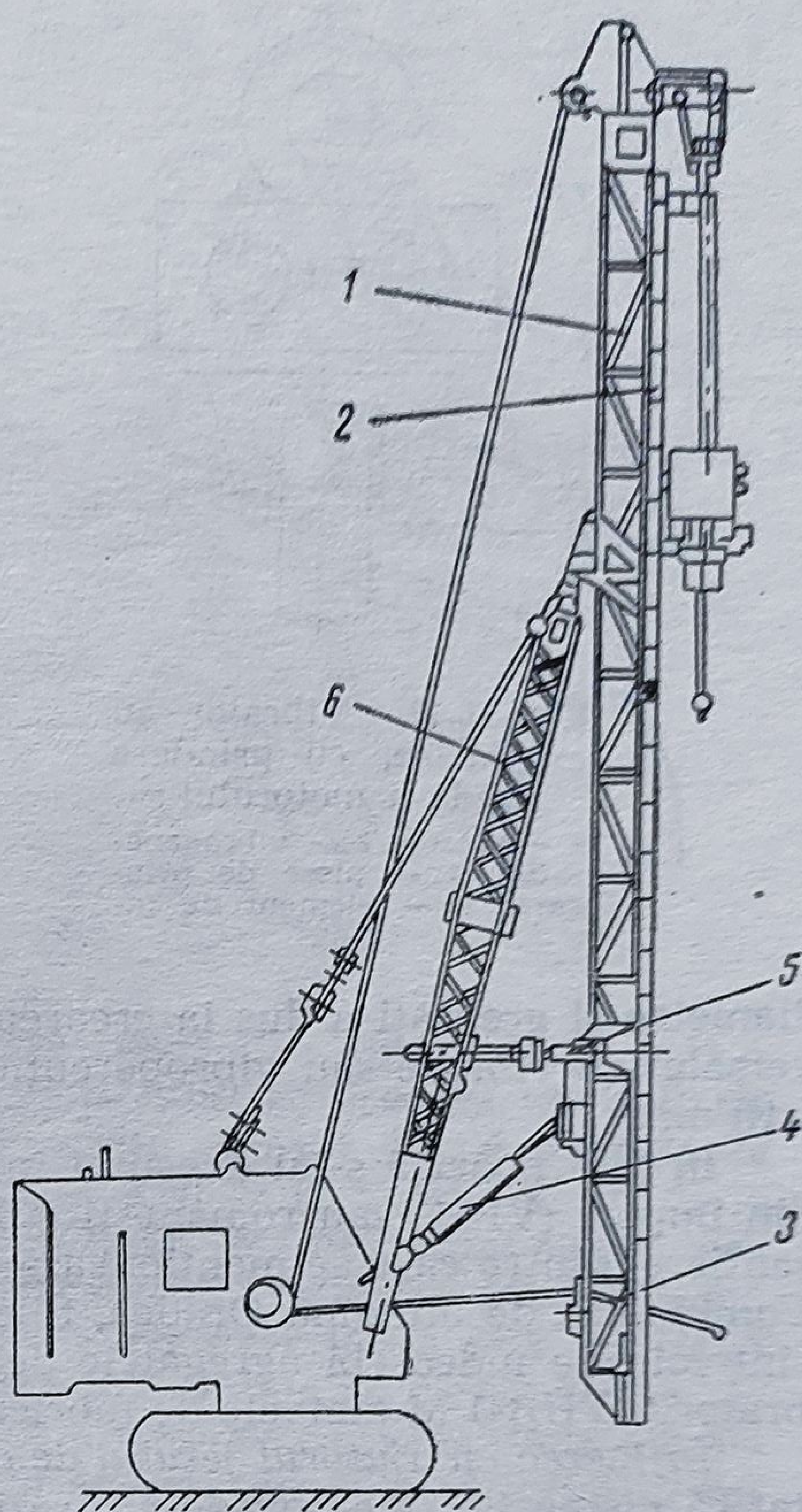


Fig. 16.16. Sonetă montată pe excavator: *1* — săgeată de sonetă; *2* — luminări; *3* — scripeți; *4* și *5* — cilindri hidraulici; *6* — săgeată de sprijin.

Această forță își schimbă periodic semnul, crescînd de la zero la o oarecare valoare maximă, ce depinde de viteza de rotație și mărimea masei neechilibrate a excentricilor. Cu ajutorul căciulii *3* vibroînfigătorul se prinde rigid cu pilotul *4*. Vibrațiile se transmit prin pilot pămîntului înconjurător. La un anumit regim de vibrație are loc o deplasare a suprafeței laterale a pilotului pe pămînt, adică desprinderea pilotului. Rezistența pămîntului la mișcarea pilotului se micșorează considerabil.

Ca rezultat al mișcării oscilatorii, pilotul învinge rezistența frontală a pămîntului și se înfige.

Pentru înfigerea diferitelor elemente (palplanșe, piloți, coloane etc.) trebuie folosite vibratoare felurite, după parametrii lor. Pentru piloți și palplanșe ușoare este rațională folosirea vibratoarelor de înaltă frecvență (2 500 oscilații/min). Pentru înfigerea piloților grei din beton armat, cu secțiune plină și a piloților coloane, se folosesc vibroînfigătoare de joasă frecvență cu excentrici grei, unele avînd motorul prins elastic (fig. 16.18).

Fixarea vibroînfigătorului de pilot se realizează cu ajutorul unui dispozitiv, constînd dintr-un con de oțel și un pahar conic. Paharul conic se prinde la vibrator, iar conul trebuie să fie prins rigid la capul pilotului. Pentru înfigerea piloților tubulari lungi, s-au construit vibroînfigătoare de joasă frecvență.

Necesitatea de lărgire a posibilităților fiecărui vibroînfigător, adică folosirea unei vibromașini pentru înfigerea piloților-coloane de diferite

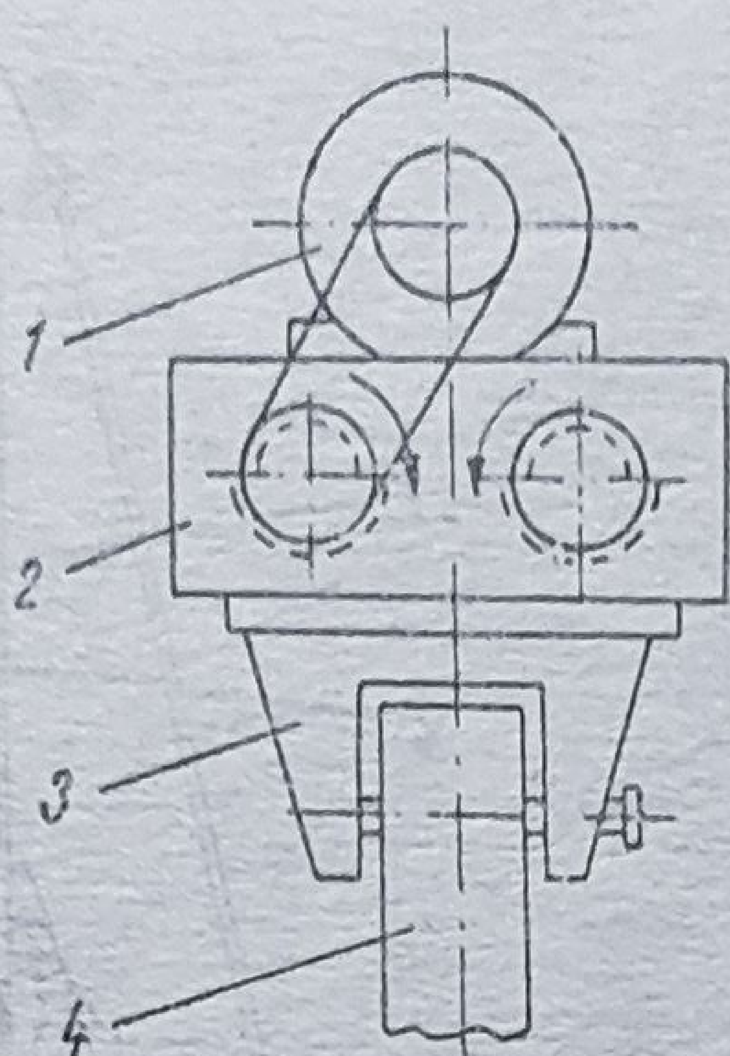


Fig. 16.17. Vibrator cu excentrice, cu prindere rigidă a motorului:

1 — motor; 2 — vibrogenerator; 3 — piese de prindere; 4 — element de înfipt.

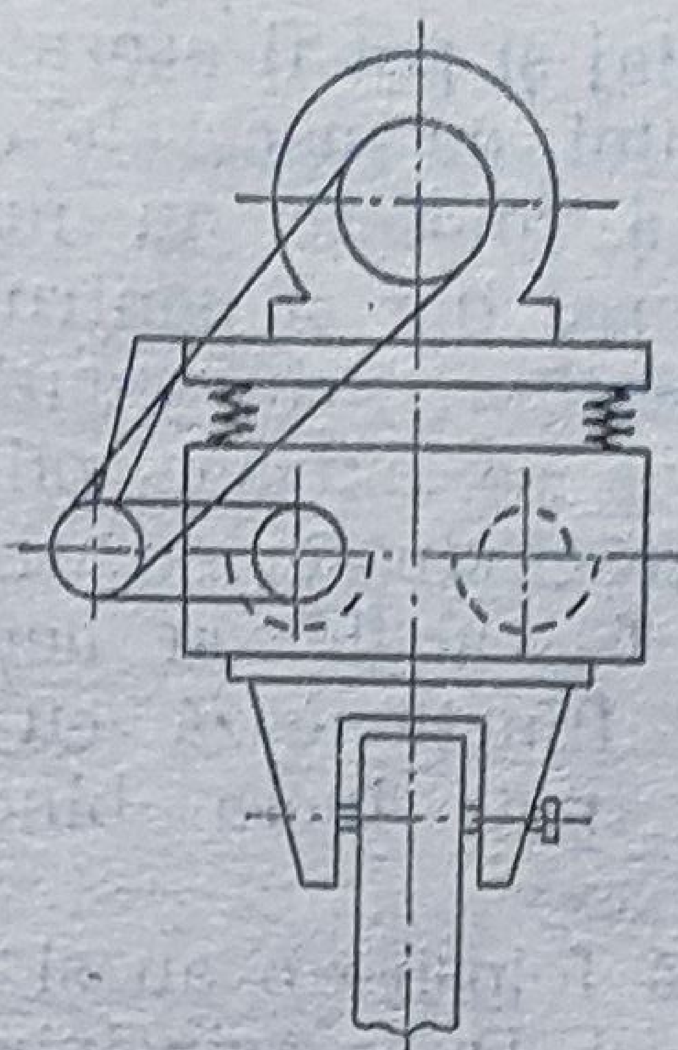


Fig. 16.18. Vibrator cu excentrice, cu prindere elastică a motorului.

diametre și greutăți a dus la crearea unor puternice vibroînfigătoare universale (cu vibrare sau vibropercuție) de joasă frecvență (500 . . . 700 oscilații/min).

În țara noastră s-au executat înfigeri prin vibrare folosind vibratoare din import (VP-1) sau românești (VE-1 ; VE-2 ; VPE-2 etc.) pe o serie de șantiere, dintre care se menționează : Combinatul chimic Turnu-Măgurele, Combinatul de alumină Oradea, Silozul de cereale Lugoj etc. ; în prezent sînt folosite îndeosebi agregatele de vibropresare de tipul AVP-1 sau vibratorul VUB-1 M (ambele de fabricație românească).

Înfigerea cu ajutorul jetului de apă. Practica lucrărilor cu piloții a arătat că nisipurile fine dovedesc o rezistență considerabilă la înfigerea piloților. Baterea piloților în asemenea pămînt cere eforturi foarte mari, ceea ce duce la deteriorarea piloților, iar uneori este posibilă numai prin vibrare.

În asemenea condiții se folosește spălarea pămîntului în jurul pilotului cu un jet de apă (subspălare). În acest scop, spre vîrful pilotului se dirijează apa ce vine neîntrerupt sub presiune, prin țevile de subspălare, prevăzute la vîrf cu duze (fig. 16.19). Sub acțiunea jetului de apă la vîrful pilotului, pămîntul se afînează, se amestecă cu apa, masa curgătoare este presată și deplasată în lungul pilotului, micșorînd în același timp frecarea pămîntului pe suprafețele sale laterale. Pilotul se înfige ușor în spațiul spălat sub vîrf, sub acțiunea unor șocuri slabe date de berbec.

16.1.2.3. **Piloți din beton sau din beton armat turnați la fața locului.** După modul cum se execută, piloții turnați la fața locului se pot grupa în modul următor :

— piloți executați fără tub metalic de protecție ;
— piloți executați cu tub metalic de protecție pierdut ;
— piloți executați cu tub metalic de protecție recuperat.

Piloți executați fără tub metalic de protecție. Piloții executați fără tub metalic se toarnă la fața locului într-o gaură făcută cu ajutorul unei piese conice cu greutatea de 15 . . . 22 kN (fig. 16.20, *a*) și diametrul de circa 80 cm. Aceasta este lăsată să cadă de la o înălțime de 8 . . . 10 m, perforînd astfel terenul. După ce s-a executat gaura pînă la adîncimea de circa 5 . . . 6 m, se toarnă betonul în straturi de 50 cm, care se compac-

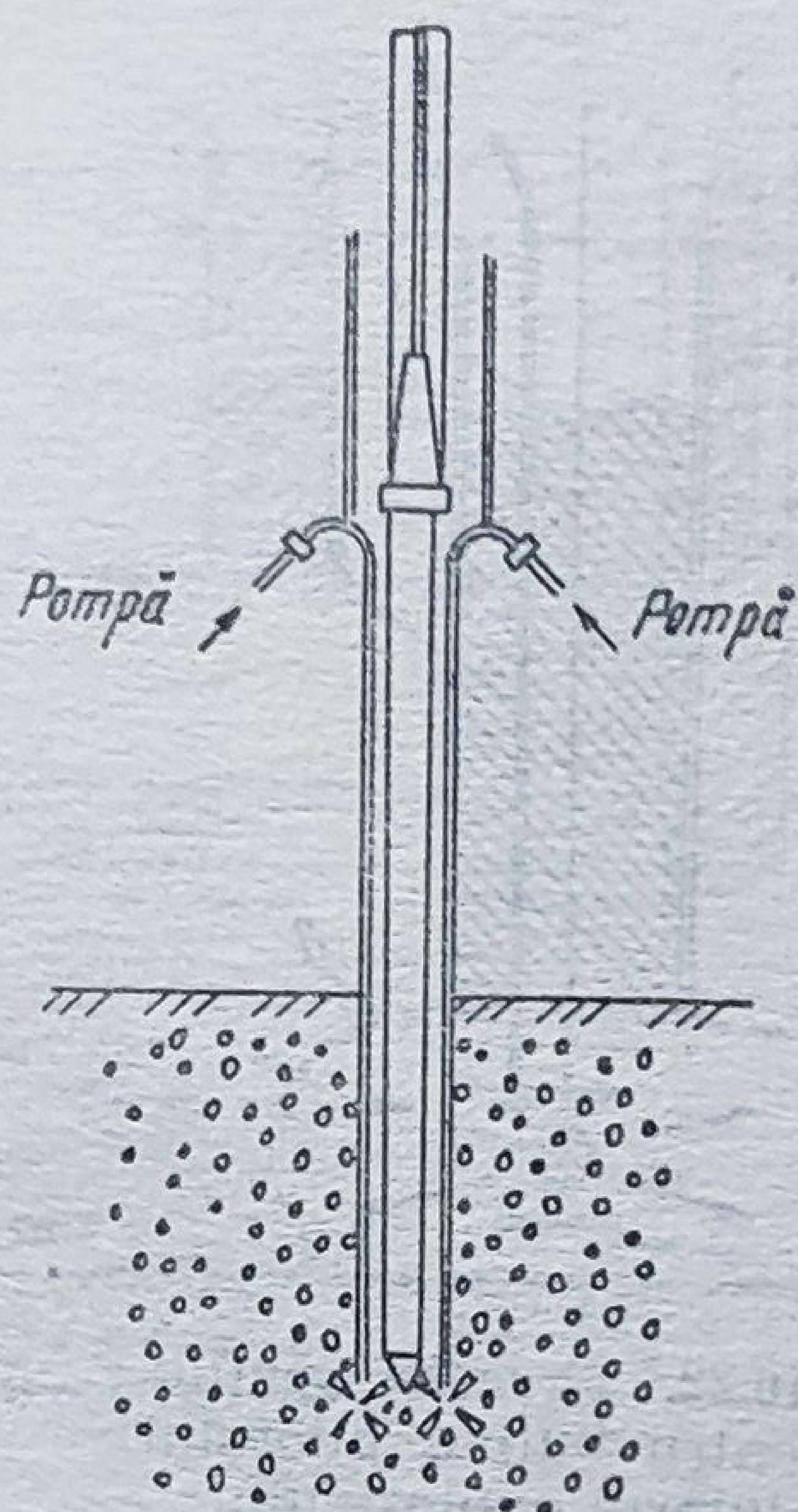
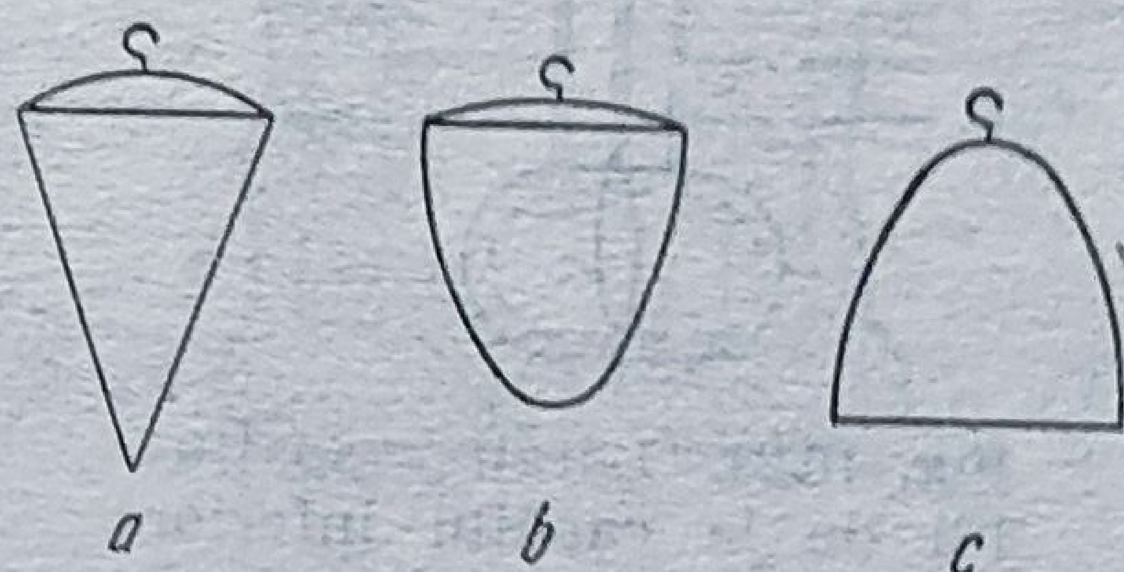


Fig. 16.19. Înfigerea cu jet de apă.

Fig. 16.20. Piese metalice folosite la executarea piloților turnați:
a — conică; b — cu convexitate la bază; c — cu baza plană.



tează cu ajutorul altor greutăți de forma celor din figura 16.20, *b* și *c*. Prin comprimarea betonului, în regiunea vîrfului se creează un bulb de secțiune mare, formînd o suprafață de sprijin sporită. După executarea vîrfului se continuă cu betonarea pînă ce se ajunge la nivelul dorit, de la care urmează radierul fundației. Paralel cu îndesarea betonului se produce și o îndesare a pămîntului. Rezistența straturilor întîlnite fiind diferită se obține un pilot cu o secțiune verticală foarte neregulată care, pe lîngă rezistența mare de la vîrf, dă o rezistență pronunțată și pe suprafața laterală a pilotului. Din cauza greutății mari a pieselor care cad de la o înălțime mare se produc trepidații, făcînd ca această metodă de lucru să nu poată fi aplicată în apropierea clădirilor existente. De asemenea, metoda nu se poate aplica la executarea piloților în nisipuri sau sub nivelul apelor subterane, precum și în pămînturi cu coeziune prea mare. Metoda descrisă dă rezultate bune în pămînturi din loess și în pămînturi nisipoase legate printr-o slabă coeziune. Dacă sînt mici infiltrații de apă, se poate opri pătrunderea apei în gaura formată, prin introducerea de argilă moale, care, presată pe pereții găurii de către greutatea conică, îl impermeabilizează.

Piloți turnați la fața locului cu tubul pierdut. Pentru executare se introduce în teren un tub din tablă subțire de circa 1 . . . 3 mm, cu ajutorul unui pilot din lemn sau al unei țevi metalice introduse în tub. După ce tubul a fost adîncit prin batere cu o sonetă pînă la cota dorită, tubul sau pilotul din interior se scoate. Tubul metalic se mai introduce uneori și prin forare.

După ce tubul a ajuns la adîncimea necesară, se continuă cu forarea circa 30 . . . 40 cm fără a deplasa și tubul. În spațiul creat sub tub se introduce un burghiu special (care se poate deschide, fig. 16.21), cu ajutorul căruia se sapă un gol cu o secțiune mai mare decît aceea a tubului. Se trece apoi la turnarea betonului. Dacă nivelul apei este ridicat, betonul se toarnă cu ajutorul unui tub cu diametrul mai mic, respectîndu-se procedeul descris la betonarea sub apă cu tubul fix. În felul acesta betonul proaspăt nu va veni în contact cu apa și se obține un pilot de mare rezistență pe vîrf.

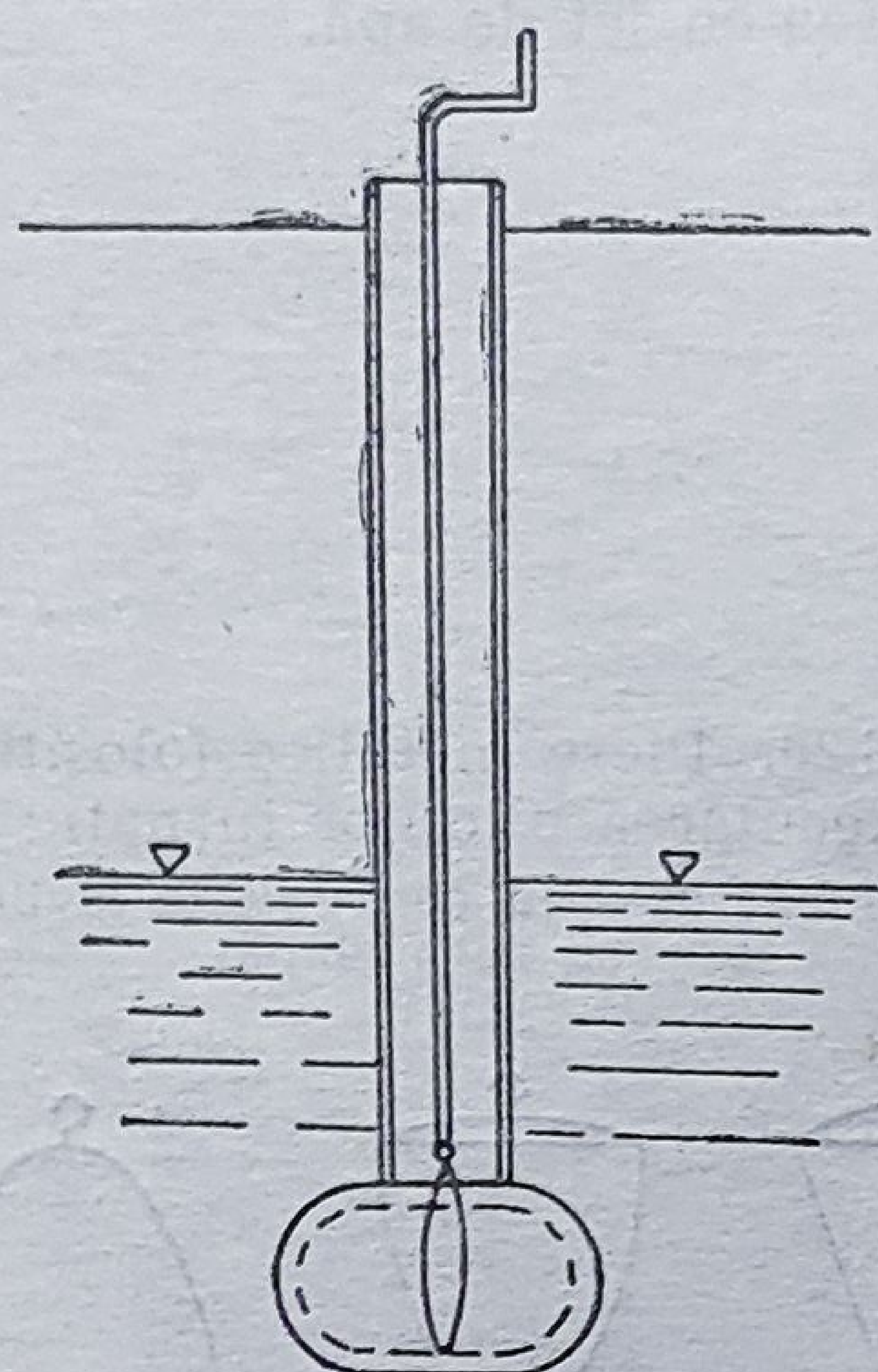


Fig. 16.21. Lărgirea spațiului de la capătul inferior al pilotului.

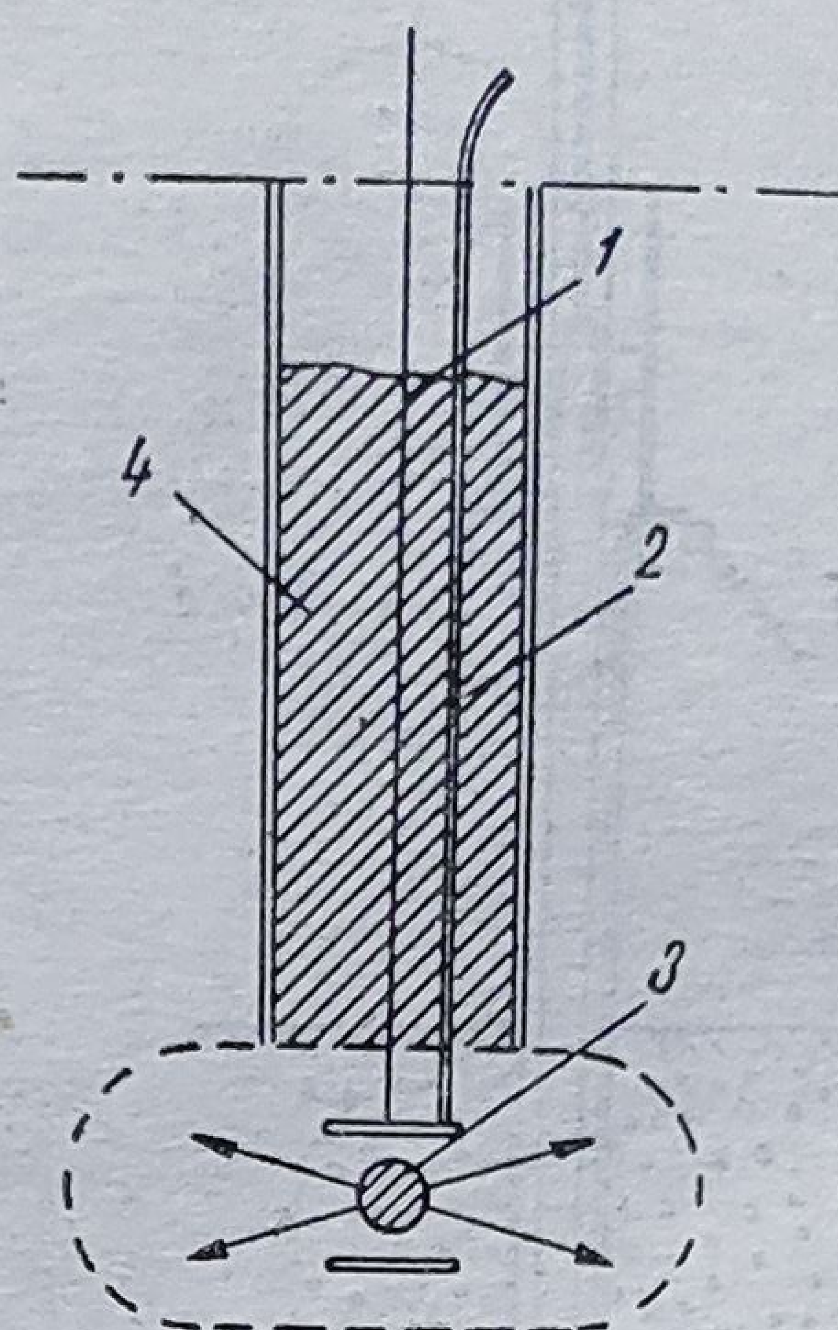


Fig. 16.22. Crearea spațiului pentru bulbul pilotului cu ajutorul explozivului:

1 — cablu pentru manevrarea plăcilor; *2* — cablu electric; *3* — exploziv; *4* — beton fluid.

În tub, înainte de betonare, se poate introduce, dacă se consideră necesar, armătura din oțel-beton.

La unele lucrări executate bulbul s-a realizat și prin utilizarea explozibilului. În spațiul format sub capătul inferior al tubului se introduce o anumită cantitate de explozibil, așezată între două plăci orizontale. Plăcile pot fi manevrate cu ajutorul unui cablu. Aprinderea se execută pe cale electrică, în care scop în masa explozibilului se introduc două fire electrice izolate. După ce s-a așezat aparatura cu explozibilul, tubul se umple pînă la un anumit nivel cu beton fluid. Se declanșează explozia care-și dezvoltă efectul în direcția orizontală, producînd un gol în care va curge betonul fluid, formînd un bulb asemănător celui săpat prin burghiu (fig. 16.22).

Piloți turnați la fața locului cu tubul recuperat. Turnarea piloților cu tubul recuperat urmărește economisirea tubului, prezentînd în același timp și alte avantaje. În cele ce urmează se descriu cîteva din metodele mai des aplicate.

P i l o ț i i   F r a n k i. Această metodă întrebuințează tuburi cu diametre între 30 și 60 cm, care pot fi înnădite prin mufe. Tubul se așază pe teren în poziție verticală și în tub se introduce un beton de consistență ridicată pe înălțimea de circa 1,0 m (fig. 16.23, *a*). Se aplică asupra betonului lovituri mai ușoare cu o mandrină avînd greutatea de 2 000—2 200 daN. Din cauza formei rotunjite a vîrfului mandrinei, betonul prin lovituri nu numai că se îndeasă dar se produce și o presiune laterală pronunțată asupra tubului prin care sporește rezistența de frecare dintre tub și dopul de beton. Continuînd cu lovituri de la o înălțime mai mare asupra dopului din beton, tubul se înfige în teren (fig. 16.23, *b*).

În felul acesta tubul poate fi introdus în pămînt pînă la adîncimea cerută. Tubul se fixează de sonetă prin cabluri puternice și se continuă cu aplicarea loviturilor cu mandrina ; sub acțiunea loviturilor, dopul din beton este dislocat și răspîndit în teren. Trebuie avut grijă ca în tub să ră-

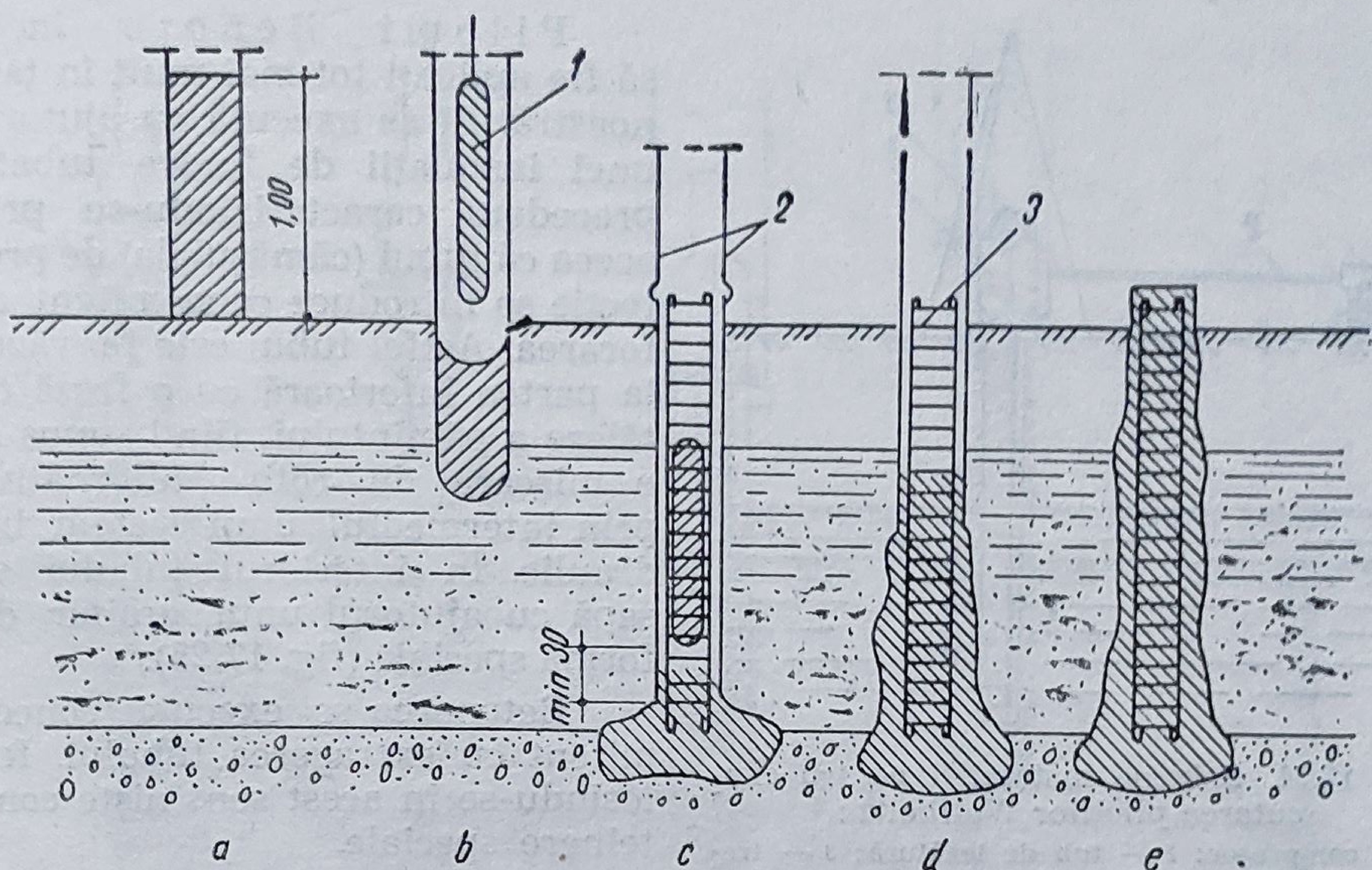


Fig. 16.23. Fazele de executare a piloţilor Franki :

a — turnarea betonului; *b* — baterea cu mandrina; *c* — introducerea armăturii; *d* — scoaterea tubului; *e* — faza finală; *1* — mandrină; *2* — cabluri de susţinere a tubului; *3* — carcasă din armătură.

mînă beton pe cel puţin 30 cm înălţime, pentru a opri pătrunderea apei subterane în acesta. Se introduce armătura în tub şi se continuă cu betonarea, ridicînd simultan tubul prin cablurile fixate de sonetă (fig. 16.23, *d*). Ca rezultat al betonării se obţine un pilot, cu un bulb mare la capăt, cu mantaua foarte rugoasă şi cu pămîntul foarte bine îndesat în jurul pilotului (fig. 16.23, *e*). Piloţii executaţi în felul acesta au o capacitate de încărcare foarte mare, ajungînd pînă la 1 500 . . . 2 000 kN. Avînd în vedere îndesarea mare ce se obţine în masa din beton, asemenea piloţi se comportă bine chiar şi în apele agresive.

Această metodă s-a aplicat îndeosebi la executarea unor fundaţii din cadrul Combinatului siderurgic de la Galaţi.

P i l o ţ i i W o l f h o l t z. Pentru realizare se introduce în pămînt prin forare un tub cu diametrul de 30 . . . 40 cm, pînă la adîncimea prevăzută pentru pilot. Pe capul tubului se înşurubează, în mod etanş, o ecluză (fig. 16.24).

Lucrarea începe prin a introduce o presiune de 1 . . . 2 bar în ecluza goală. Cu ajutorul acestei presiuni se evacuează apa din tub, fiind presată în pămînt sau scoasă afară printr-un tub şi un robinet de golire. După golirea apei din tub se închide ventilul şi, prin capacul de la partea superioară a ecluzei, se introduc 100 . . . 150 l beton în ea în stare plastică. Se închide capacul şi, prin sporirea treptată a presiunii, se împinge betonul în tub. Sporind mai departe presiunea, se produce comprimarea betonului şi a pămîntului de la capătul tubului. Paralel cu aceasta se produce şi ridicarea tubului din cauza presiunii sporite treptat în tub. Manevrarea robinetului prin care se introduce aerul comprimat trebuie făcută cu atenţie, pentru a evita smulgerea tubului din teren. În ţara noastră s-a aplicat cu succes această metodă la barajul de pe Argeş, pentru alimentarea cu apă a Bucureştiului, la una din halele Uzinei electrice din Timişoara, la subzidirea fundaţiei la castelul Huniazilor din Timişoara etc.

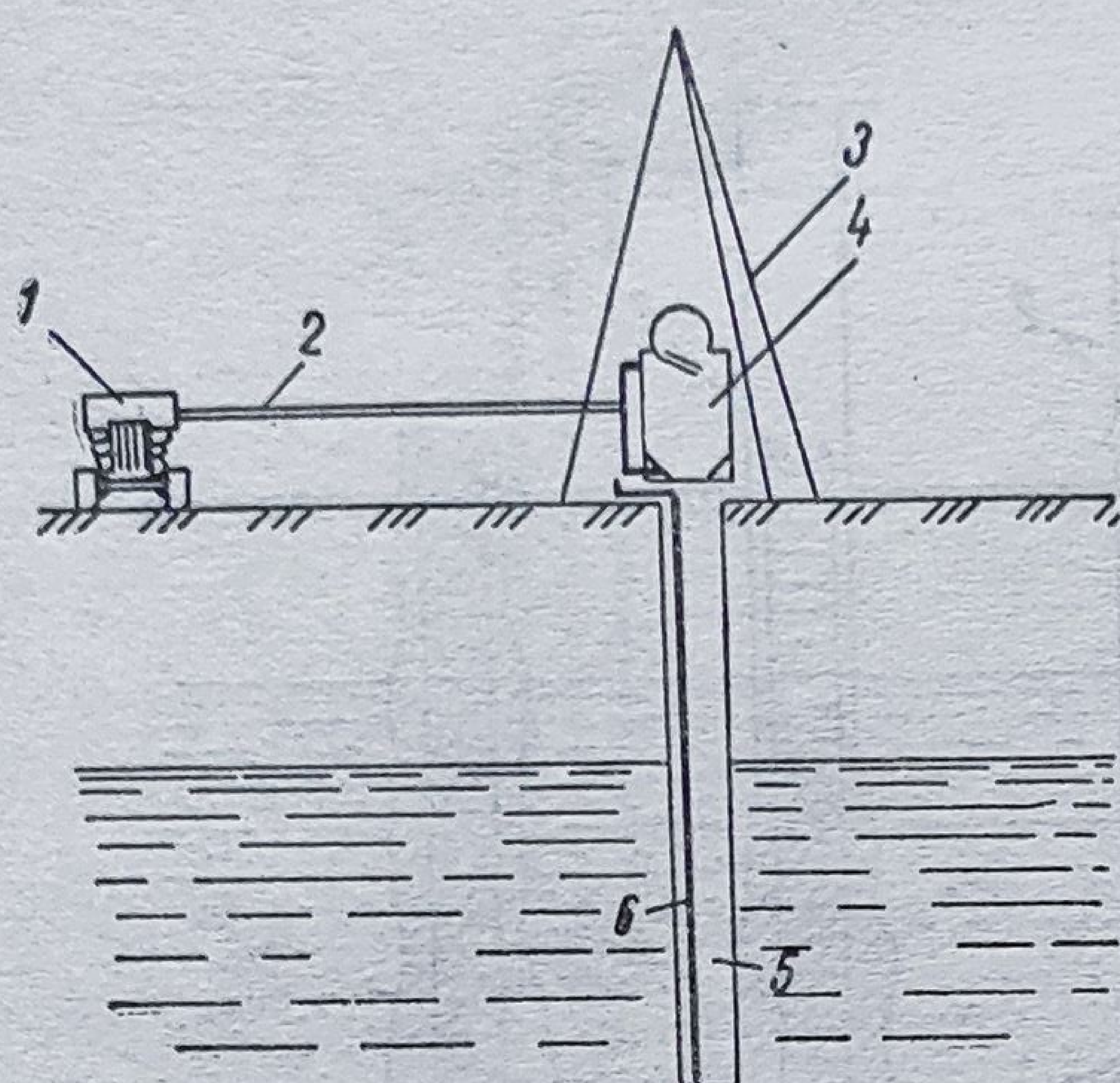


Fig. 16.24. Schema instalației pentru executarea piloților Wolfholtz:

1 — compresor; 2 — tub de legătură; 3 — trepied; 4 — ecluză; 5 — tub pentru turnare; 6 — tub pentru evacuarea apei.

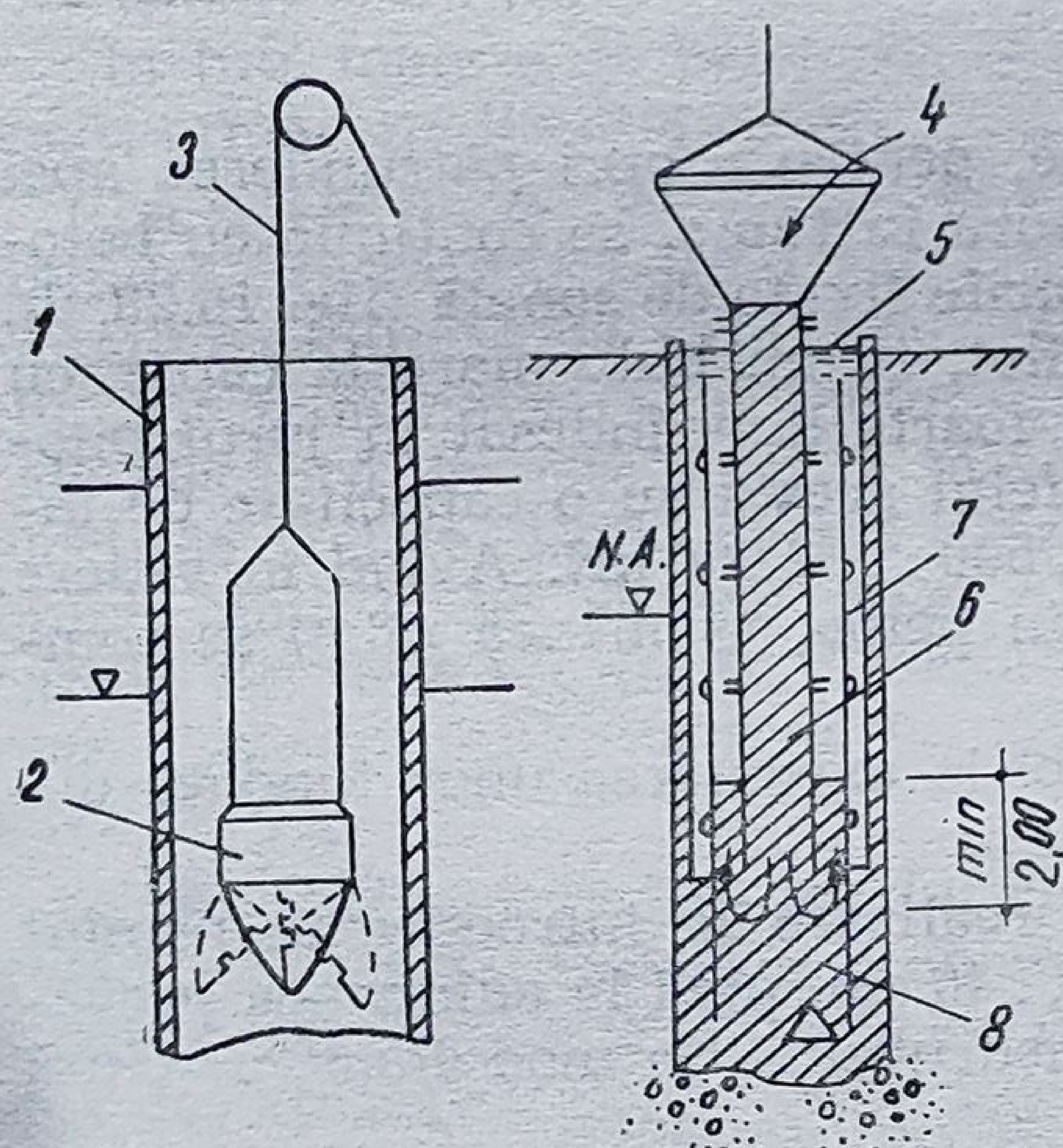


Fig. 16.25. Dispozitiv de săpare și betonare (Benoto):

1 — tub metalic; 2 — cupă de săpat; 3 — cablu de manevră a cupei de săpat; 4 — alimentator cu beton; 5 — deversarea apei; 6 — tub de betonare; 7 — carcasă metalică; 8 — beton.

P i l o ț i i   B e n o t o   încep să fie aplicați tot mai mult în țara noastră. Ei se execută cu ajutorul unei instalații de forare tubată, procedeul caracterizîndu-se prin aceea că tubul (cămășuiala) de protecție se introduce concomitent cu forarea. Astfel tubul este prevăzut la partea inferioară cu o freză de tăiere a pămîntului, fiind supus la o mișcare de rotire alternativă prin intermediul unui sistem hidraulic. În interiorul tubului se sapă cu ajutorul unui graifăr de formă specială (fig. 17.25).

Betonarea se execută concomitent cu extragerea tubului, folosindu-se în acest sens niște conteinere speciale.

P i l o ț i i   d e   t i p   A l f a fac parte din categoria piloților executați pe loc prin batere la partea superioară a tubului metalic, recuperabil. Piloții se pot realiza cu sau fără bulb.

Execuția acestui tip de piloți se face în mai multe faze distincte, începînd cu înfigerea în teren prin batere a unui tub metalic *1* (figura 16.26, *a*), prevăzut la partea inferioară cu un vîrf detașabil (pierdut) din fontă *2*. În interiorul tubului metalic este introdus un tub mandrină *3* de diametru mai mic, care are la partea inferioară fixată o flanșă prevăzută cu o serie de găuri prin care trece armătura pilotului. La partea superioară a tubului mandrină este fixată, printr-un sistem de prindere detașabil, o căciulă de batere *4*, care reazemă în timpul înfigerii și pe tubul metalic recuperabil.

Înfigerea tubului metalic recuperabil se execută prin batere cu berbecul *5*, loviturile fiind preluate parțial și de tubul-mandrină umplut cu beton (fig. 16.26, *a*).

Cînd tubul metalic a fost introdus pînă la cota prescrisă, tubul mandrină este ridicat pentru a permite golirea parțială a betonului în spațiul liber creat (fig. 16.26, *b*). Se umple tubul-mandrină complet cu beton, trecîndu-se apoi la baterea acesteia în jos, pe măsura extragerii tubului metalic, în vederea realizării bulbului (fig. 16.26, *c*). După realizarea bulbului,

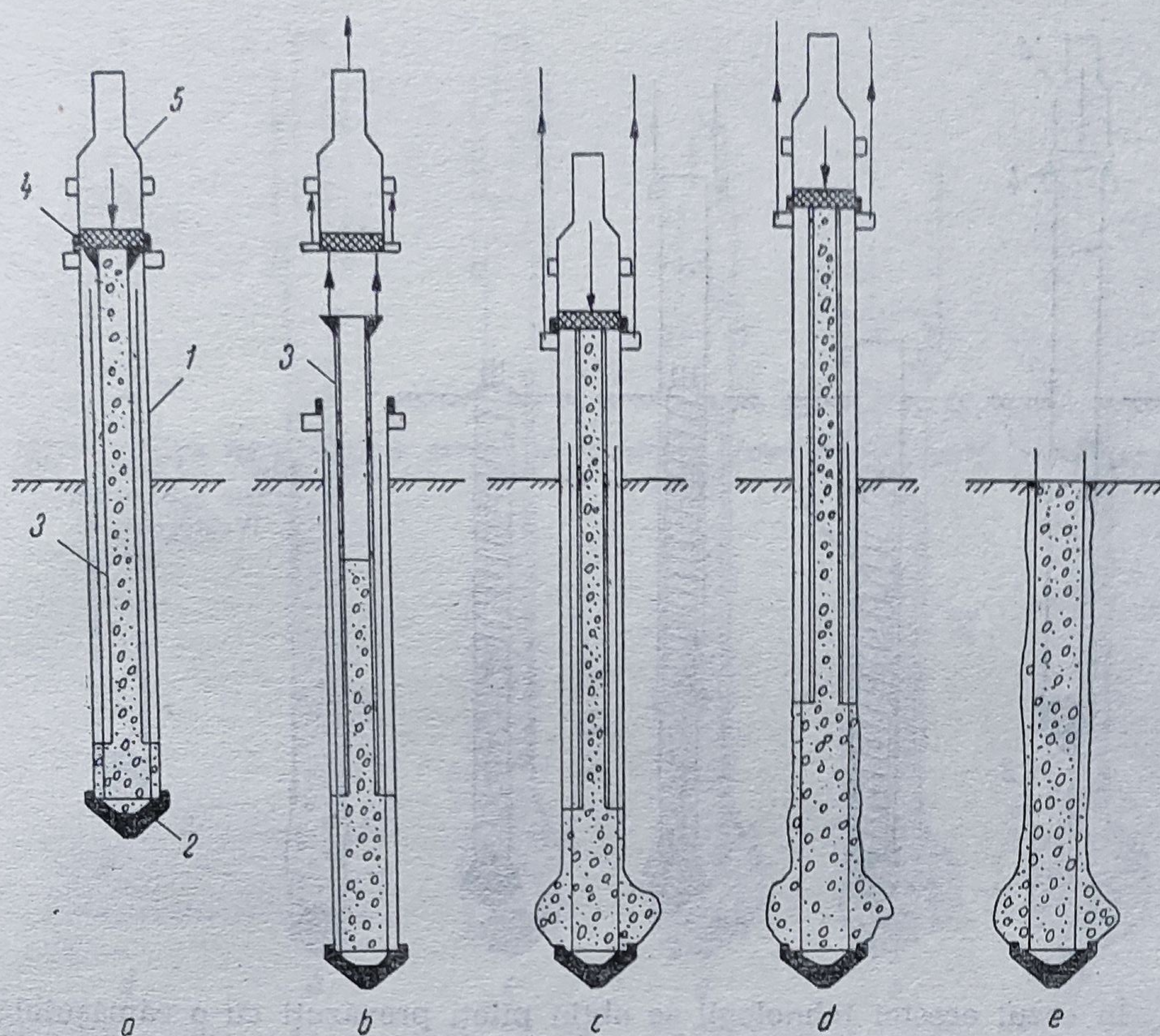


Fig. 16.26. Fazele de execuţie a piloţilor Alfa.

tubul mandrină se ridică şi se reumple cu beton, trecîndu-se apoi la presarea betonului prin greutatea proprie a berbecului sau prin uşoare lovituri ale acestuia (fig. 16.26, *d*), operaţie ce se realizează în mai multe etape. Dacă este necesar se pot realiza şi proeminenţe pe mantaua pilotului. După consumarea etapelor succesive se extrag din teren atît tubul metalic cît şi tubul mandrină. Piloţii se pot realiza cu diametrul de 38 ; 45 ; 48 cm şi lungimi de pînă la 15 m.

P i l o ţ i i W e s t e r n f ă r ă b u l b. Un alt tip de pilot, realizat pe loc prin batere, aplicat îndeosebi în America de Nord, este pilotul tip Western fără bulb, dar care se poate realiza şi în varianta cu bulb.

În vederea realizării pilotului Western fără bulb se respectă următoarea succesiune a fazelor tehnologice de lucru :

— înfigerea în teren prin batere a tubului recuperabil *1* prevăzut la partea inferioară cu un vîrf pierdut *2*, realizat din beton armat avînd diametrul mai mare decît diametrul exterior al tubului metalic recuperabil (fig. 16.27, *a*).

— în condiţiile realizării fişei prescrise în proiect, se trece la îndepărtarea berbecului *3* şi a căciulii de batere *4*, introducîndu-se în tubul metalic recuperabil o cămăşuială din tablă cu caneluri în spirală *5*, care se fixează printr-un ştift de vîrful pierdut (fig. 16.27, *b*).

— în interiorul cămăşuielii din tablă se introduce carcasa de armătură şi se toarnă beton pînă la umplere completă, după care se trece la extragerea tubului metalic recuperabil (fig. 16.27, *c*).

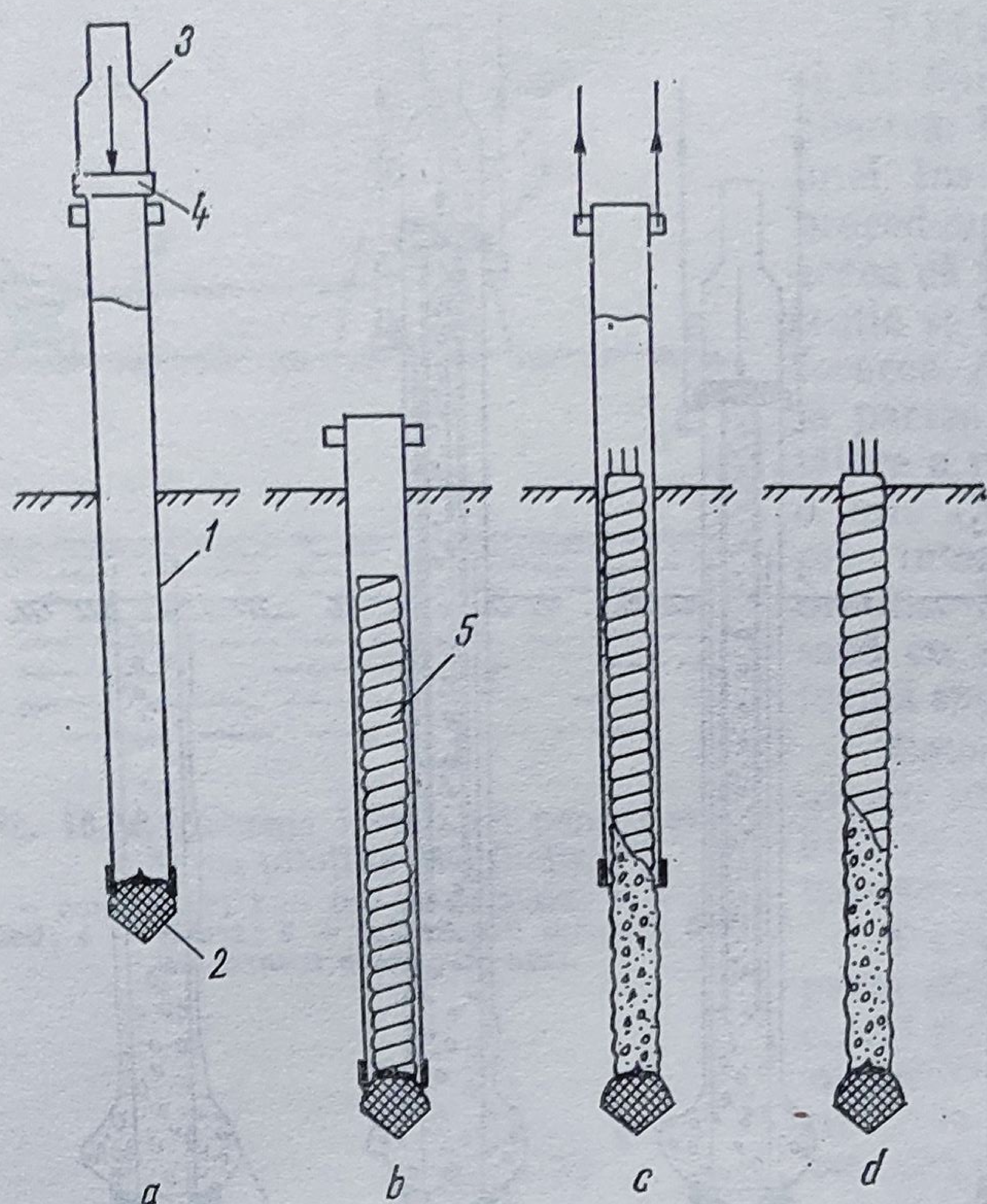


Fig. 16.27. Fazele de execuție a piloților Western.

În cazul acestei tehnologii se obțin piloți prevăzuți cu o cămășuială metalică de protecție (fig. 16.27, *d*) care asigură următoarele :

— protecția betonului împotriva apelor agresive cît și a spălării pietrei de ciment în cazul vitezelor mari de filtrație a apelor subterane ;

— eliminarea fenomenelor de gîtuire a piloților datorită tendinței de refulare a terenurilor cu consistență redusă ;

— preluarea eforturilor de întindere ce apar în pilot datorită fenomenului de refulare ce se manifestă la baterea tubului metalic recuperabil pentru realizarea grupei de piloți.

După extragerea tubului metalic recuperabil în jurul pilotului rămîne un spațiu gol sau de teren afînat, de aceea acest tip de pilot se va realiza în condiții de teren caracteristice piloților purtători pe vîrf.

P i l o ț i i W e s t e r n c u b u l b se pot realiza cu sau fără cămășuială din tablă cu caneluri în spirală. Realizarea unui astfel de pilot comportă fazele indicate în figura 16.28.

V i b r o p i l o ț i i. Tehnologia de realizare a acestui tip de pilot se caracterizează prin faptul că tubul metalic recuperabil se înfige în teren cu ajutorul unui vibrociocan, cu o frecvență a loviturilor mărită.

Tubul metalic recuperabil *1* (fig. 16.29, *a*) este prevăzut cu un vîrf detașabil din fontă *2* care-l menține închis în timpul înfigerii acestuia pînă la cota prescrisă în proiect. După realizarea fișei prescrise se îndepărtează vibrociocanul *3* în scopul introducerii în tubul metalic a carcasei de armătură *4* și umplerii acestuia cu beton (fig. 16.29, *b*). În continuare se refixează în mod rigid vibrociocanul de tubul metalic recuperabil, iar prin intermediul unor cabluri puternice se procedează la extragerea acestuia, vibrociocanul fiind în funcțiune. Pe măsura extragerii tubului metalic se

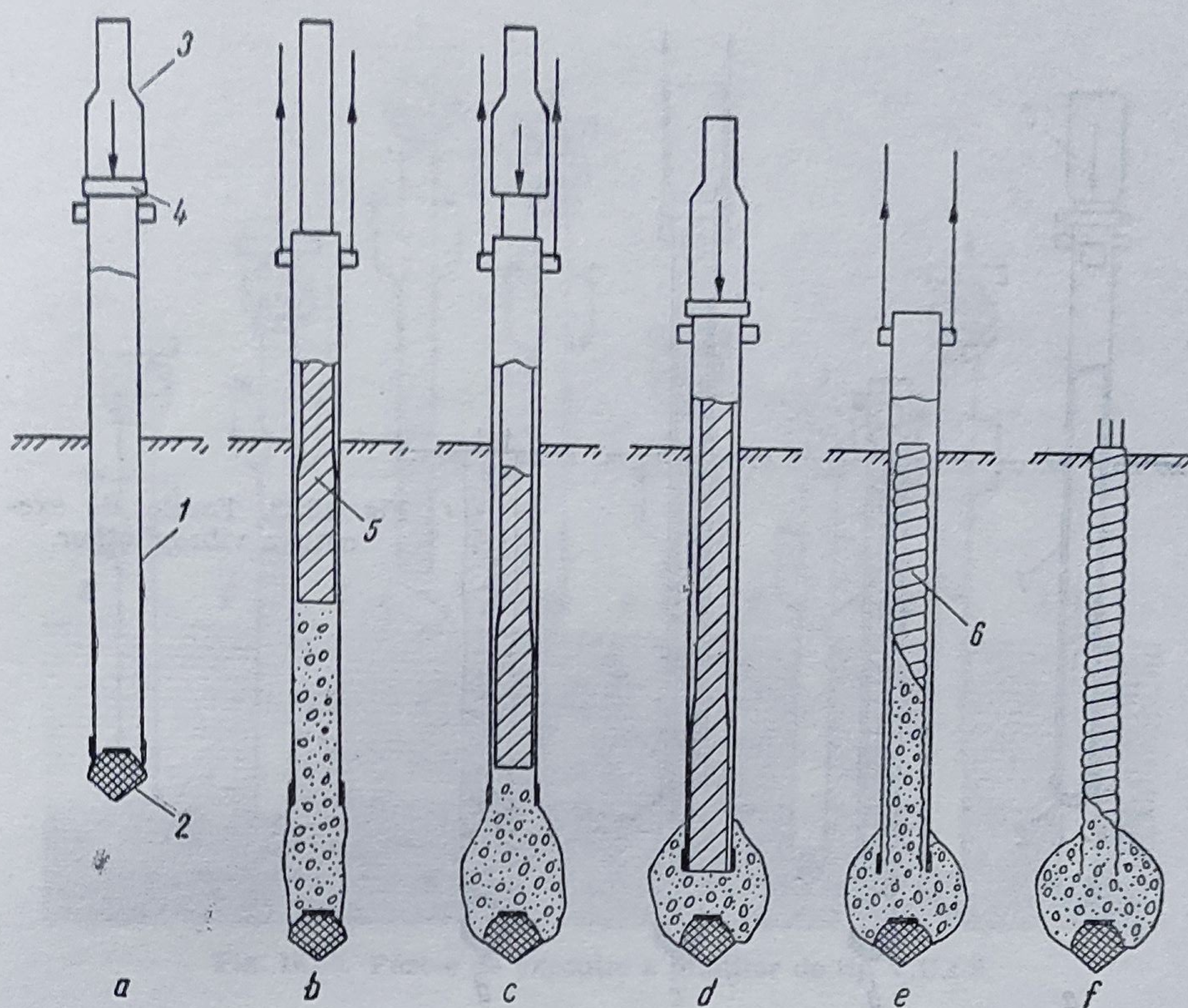


Fig. 16.28. Fazele de execuție a piloților Western cu bulb:
a — înfigerea tubului prin batere; b — introducerea betonului concomitent cu extragerea tubului; c — formarea bulbului; d — reînfigerea tubului prin batere; e — introducerea cilindrului din tablă cu caneluri și extragerea tubului; f — forma finală; 1 — tub metalic recuperabil; 2 — vîrf conic nerecuperabil; 3 — berbecul de batere; 4 — căciulă de protecție; 5 — mandrina de îndesare a betonului; 6 — cilindru din tablă cu caneluri.

procedează la completarea cu beton prin gura de alimentare 5, astfel încît betonul din pilot, după extragerea completă a tubului, să ajungă la suprafața terenului.

Sub efectul alternant al acțiunii vibrociocanului, combinat cu extragerea tubajului, se produce deplasarea masei de beton, care, datorită frecvenței relativ ridicate a loviturilor vibrociocanului, face ca extragerea tubului să se realizeze ușor, fără antrenarea betonului și a carcasei de armătură (fig. 16.29, *c*). Pe măsura extragerii tubului metalic betonul ocupă spațiul creat de tub în teren, mulîndu-se pe pereții laterali ai cavității.

La loviturile vibrociocanului masa de beton conținută în tub și cea de sub muchia tubului metalic este împinsă în jos, efect ce realizează compactarea betonului și buna aderență a acestuia cu terenul înconjurător (fig. 16.29, *d*).

Acest tip de pilot se poate realiza cu diametrul de 33 cm, 42 cm și 53 cm și lungimea de pînă la 26 m.

P i l o ț i i t i p V. U. I. S. Procedeul de realizare a acestor piloți este relativ de dată recentă, fiind elaborat de un colectiv din cadrul secției de fundații al institutului de cercetări pentru construcții V.U.I.S. din Bratislava.

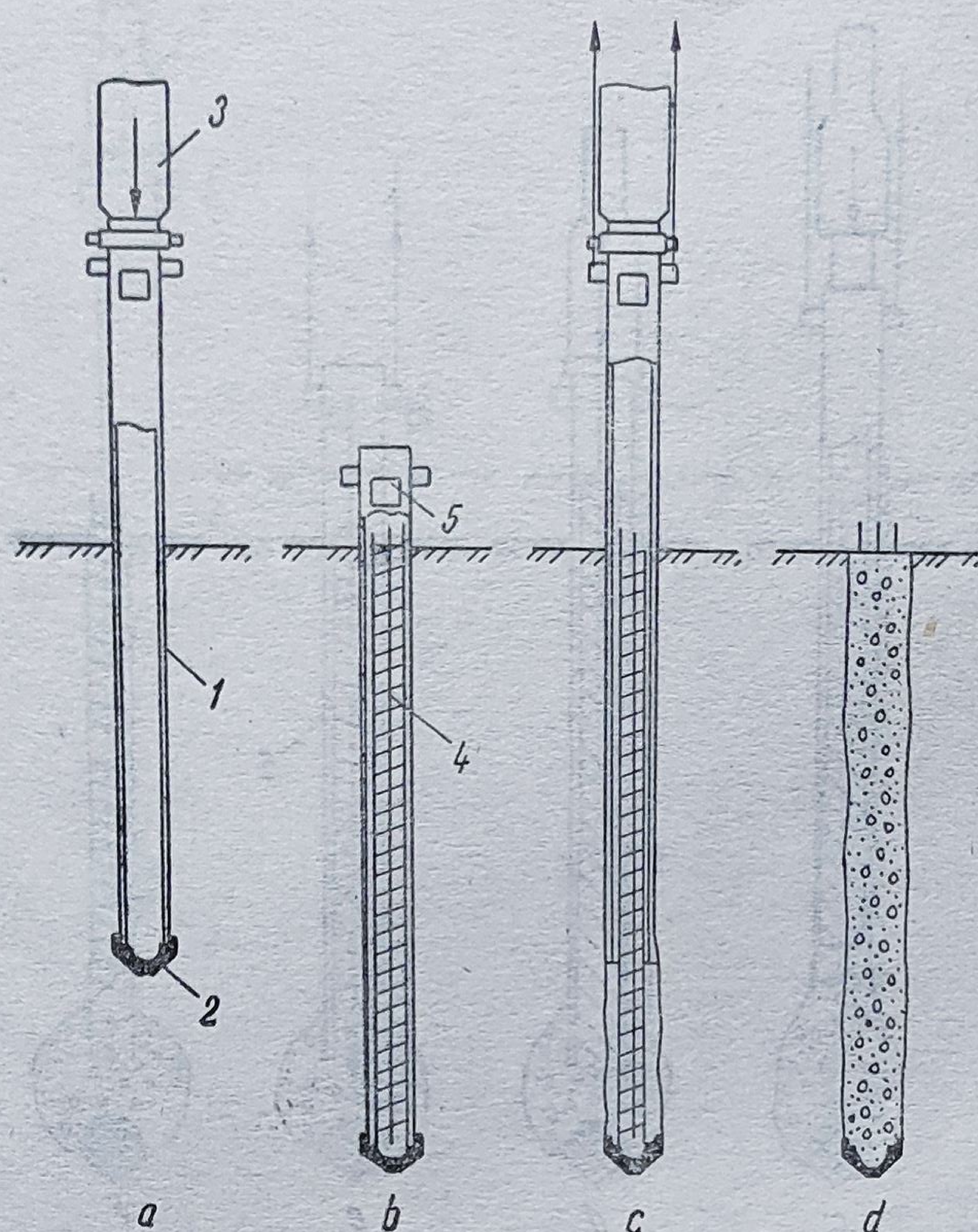


Fig. 16.29. Fazele de execuție a vibropiloților.

Tehnologia de lucru se caracterizează prin aceea că tubul metalic recuperabil se introduce în teren sub efectul vibrării, cavitatea de turnare a corpului pilotului realizîndu-se prin carotare.

Realizarea piloților prin acest procedeu comportă executarea următoarelor faze :

— carotarea cavității corpului pilotului, fază ce se realizează în mai multe etape, constînd din introducerea în teren, sub efectul vibrării a tubului metalic recuperabil, extragerea acestuia din teren și golirea pămîntului carotat cu ajutorul aerului comprimat (fig. 16.30, *a*, *b* și *c*) ;

— montarea la partea inferioară a tubului a unui vîrf pierdut realizat din beton armat (fig. 16.30, *d*) ;

— reintroducerea tubului metalic de inventar preconizat cu vîrful pierdut în cavitatea forată (fig. 16.30, *e*) și înfigerea lui pînă la cota prevăzută în proiect ;

— umplerea cu beton a tubului metalic recuperabil și parțial a rezervorului (fig. 16.30, *f*), respectiv închiderea etanșă a gurii de alimentare și introducerea aerului comprimat în rezervor ;

— extragerea tubului metalic recuperabil din teren (fig. 16.30, *g*) cu viteză constantă, operație în care betonul sub efectul combinat al vibrațiilor cît și al presiunii aerului ocupă locul creat de tubul metalic recuperabil, realizîndu-se totodată o bună compactare a betonului ;

— armarea părții superioare a pilotului se obține prin introducerea în betonul proaspăt turnat a 4 bare ∅ 14 (fig. 16.30, *h*).

Prin acest procedeu se pot realiza piloți armați total sau parțial avînd diametrul de 35 cm și fișa de maximum 10 m, tehnologia fiind caracteristică realizării piloților scurți executați pe loc.

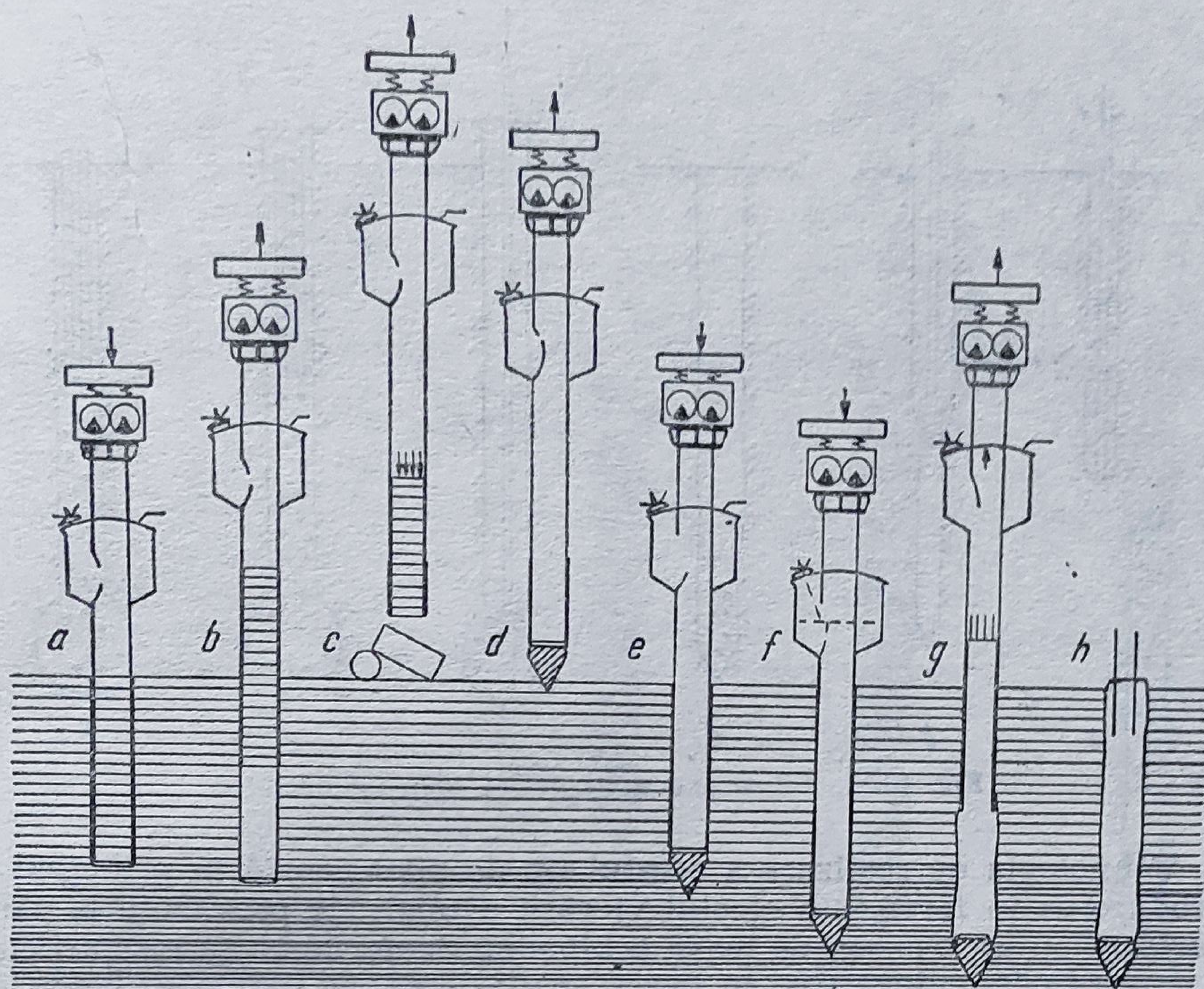


Fig. 16.30. Fazele de execuție a piloților de tip V.U.I.S.

P i l o ț i   e x e c u t a ț i   p e   l o c   p r i n   f o r a r e - p o a n s o n a r e. Acest procedeu este recomandat în cazul terenurilor coezive, cu nivelul apelor subterane scăzut. Piloții se pot realiza cu diametrul de 50 . . . 60 cm și lungimi de pînă la 12,5 m.

Tehnologia de realizare a piloților după acest procedeu cuprinde următoarele faze :

— forare rotativă a unei găuri cu un burghiu *1*, avînd diametrul mai mic decît diametrul exterior al mandrinei, pe o adîncime de circa 2/3 din fișa pilotului (fig. 16.31, *a*) ;

— executarea cavității pentru corpul pilotului prin batere cu mandrina *2* pînă la atingerea fișei prevăzute în proiect (fig. 16.31, *b*) ;

— turnarea unei porții de beton plastic-vîrtos necesar realizării bulbului (fig. 16.31, *c*) ;

— compactarea betonului turnat la baza cavității pentru realizarea bulbului, operație ce se efectuează cu ajutorul mandrinei (fig. 16.31, *d*) ;

— în următoarea fază se montează un tub de protecție *3*, prevăzut cu o pîlnie de turnare, tub în care se introduce carcasa de armătură *4* ce rămîne suspendată, după care se trece la turnarea corpului pilotului folosind un beton plastic consistent (fig. 16.31, *e*) ;

— ultima fază constă din operația de extragere a tubului de protecție, obținîndu-se în final un pilot executat pe loc, parțial sau total armat, funcție de necesitățile impuse (fig. 16.31, *f*).

Piloți vibroformați. Alt procedeu care permite realizarea piloților scurți executați pe loc fără evacuarea terenului din gaura de foraj este procedeul de realizare a piloților vibroformați.

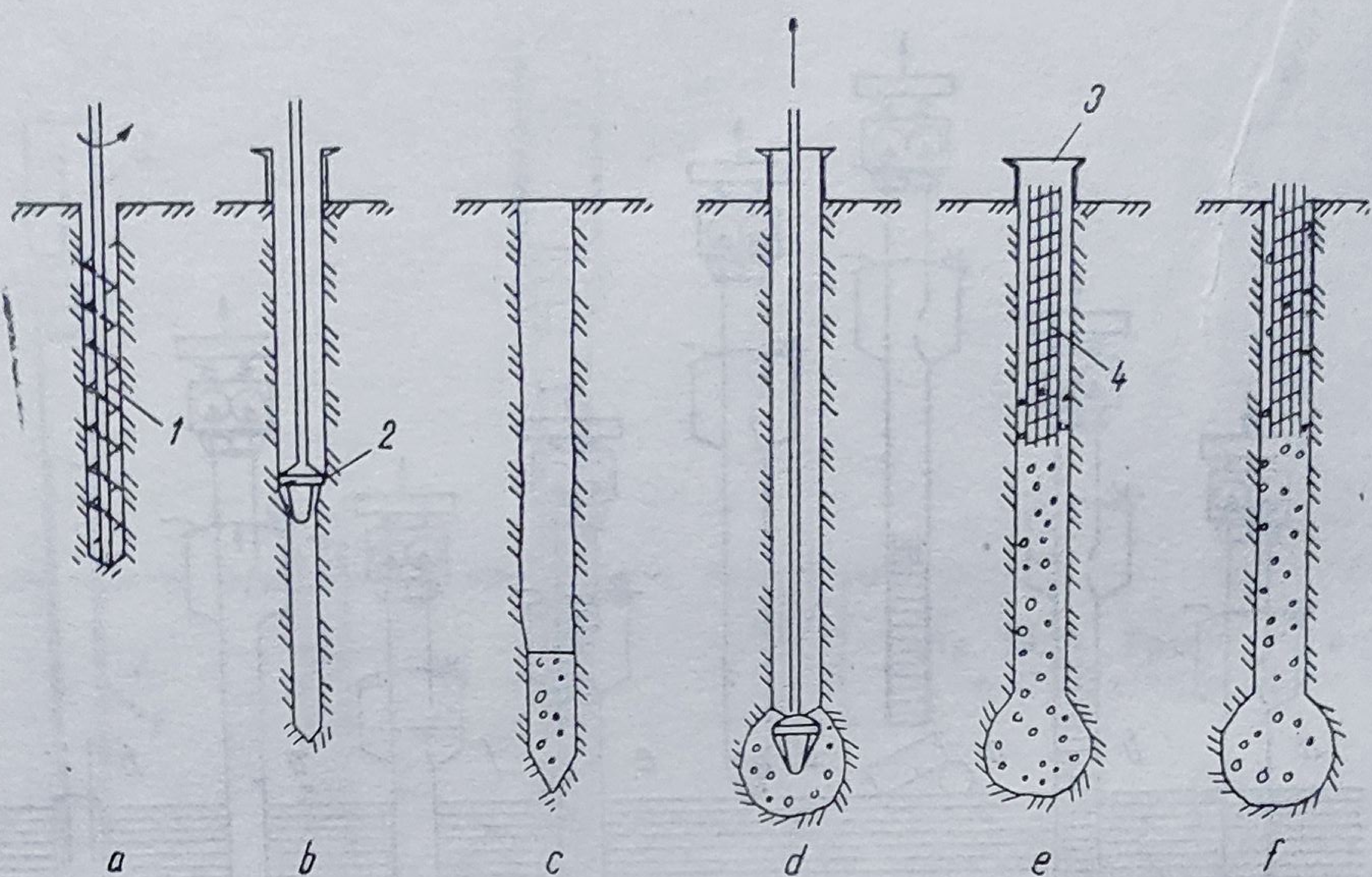


Fig. 16.31. Piloți executați pe loc prin poansonare.

Tehnologia de realizare a acestui tip de pilot constă în principiu din introducerea în teren sub efectul vibrării a unei tije prevăzute la partea inferioară cu un tronson de țeavă echipat cu două clapete prinse articulat. Pe măsura pătrunderii tijei în teren, spațiul creat se umple cu beton.

După atingerea fișei prevăzute în proiect se trece la extragerea tijei prin vibrare, efect care produce deschiderea clapetelor, situație care facilitează rămînerea betonului în cavitatea vibroforată.

Fazele tehnologiei de lucru sînt următoarele :

— plasarea buncărului de primire a betonului *1* prevăzut cu un orificiu la bază în dreptul pichetului (fig. 16.32, *a*) ;

— poziționarea tijei de forare *2* în dreptul pichetului cu clapetele de la baza tijei *3* închise, respectiv alimentarea cu beton a buncărului de primire (fig. 16.32, *b*) ;

— înfigerea prin vibrare a tijei de forare (fig. 16.32, *c*) concomitent cu umplerea gravitațională a cavității create cu betonul depozitat în buncăr ;

— extragerea tijei de forare sub efectul vibrării, operație ce se începe după atingerea cotei prevăzute în proiect. Sub efectul vibrațiilor și al greutății masei de beton clapetele de la baza tijei de forare se deschid facilitînd rămînerea betonului în cavitatea vibroforată (fig. 16.32, *d*) ;

— după extragerea completă din teren a tijei de forare se trece la armarea parțială a pilotului (fig. 16.32, *e*) cu ajutorul unei carcase de armătură *4*.

Procedeul permite realizarea de piloți executați pe loc cu diametrul de 40 . . . 50 cm cu fișa pînă la 7 . . . 8 m.

Piloți scurți de mare capacitate portantă. O altă tendință care se manifestă în cadrul activității de elaborare a noilor tehnologii de realizare a piloților executați pe loc este aceea de a realiza piloți scurți (2,0 . . . 3,50 m), tronconici sau sub formă de trunchi de piramidă, realizați cu bulb din beton sau piatră spartă. Această tendință este dictată, în afara considerentelor economice, și de considerente tehnice, și anume, obținerea unor capacități portante cît mai mari, pe lîngă un cost cît mai scăzut.

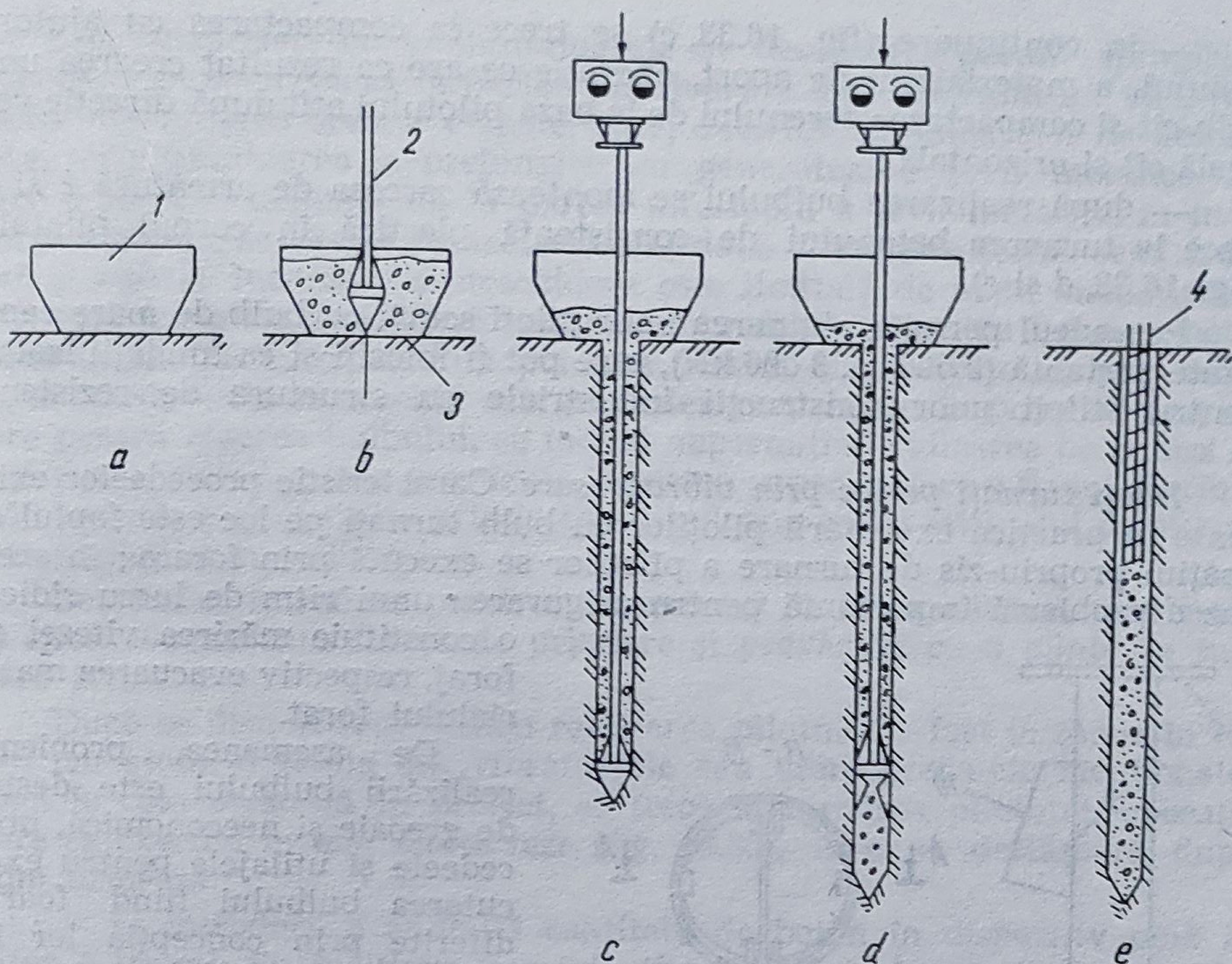


Fig. 16.32. Fazele de execuție a piloților vibroformați.

Tehnologia de realizare a unor astfel de piloți în principiu constă din următoarele :

— cu ajutorul unui mai tronconic *1* se execută o cavitate în teren prin poansonare cu adîncimea de 2 . . . 3,5 m (fig. 16.33, *a*) ;

— după această operație, la baza cavității create se introduce o porție de beton vîrtos, piatră spartă sau balast pe o înălțime de 0,6 . . . 1,2 m (fig. 16.33, *b*) ;

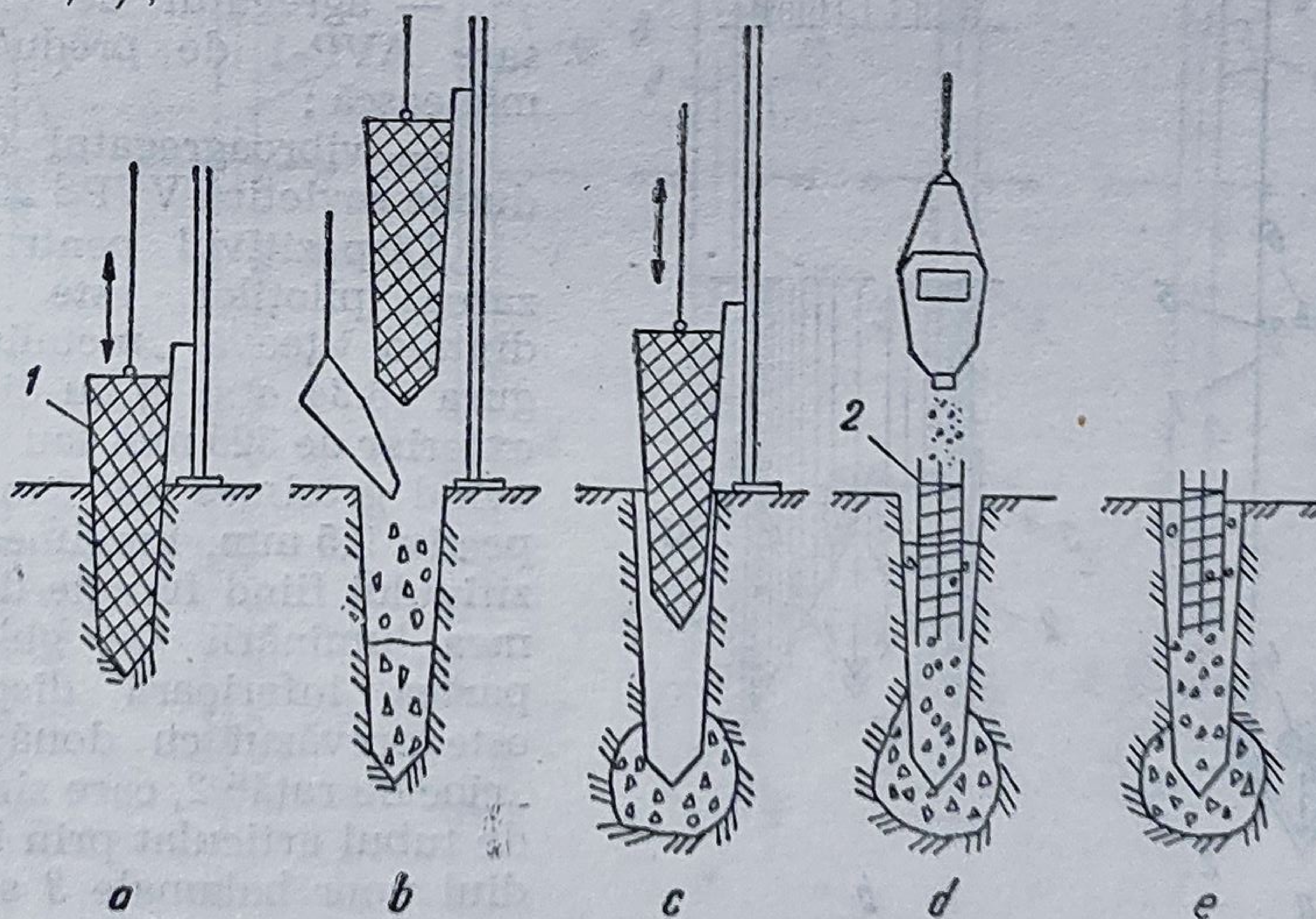


Fig. 16.33. Fazele de execuție a piloților scurți de mare capacitate portantă.

— în continuare (fig. 16.33, c) se trece la compactarea cu ajutorul maiului, a materialului de aport, operație ce are ca rezultat crearea unui bulb cît și compactarea terenului de la baza pilotului atît după direcție verticală cît și orizontală ;

— după realizarea bulbului se montează carcasa de armătură 2 și se trece la turnarea betonului de consistență plastică în corpul pilotului (fig. 16.33, *d* și *e*).

Procedeul permite obținerea unor piloți scurți cu bulb de mare capacitate portantă (2 500 ... 3 000 kN), care pot fi folosiți și ca fundații izolate pentru stîlpii unor construcții industriale cu structura de rezistență în cadre.

Piloți turnați pe loc prin vibropresare. Caracteristic procedeelor existente în practica executării piloților cu bulb turnați pe loc este faptul că spațiul propriu-zis de turnare a piloților se execută prin forare ; în acest caz o problemă importantă pentru asigurarea unui ritm de lucru ridicat o constituie mărirea vitezei de foraj, respectiv evacuarea materialului forat.

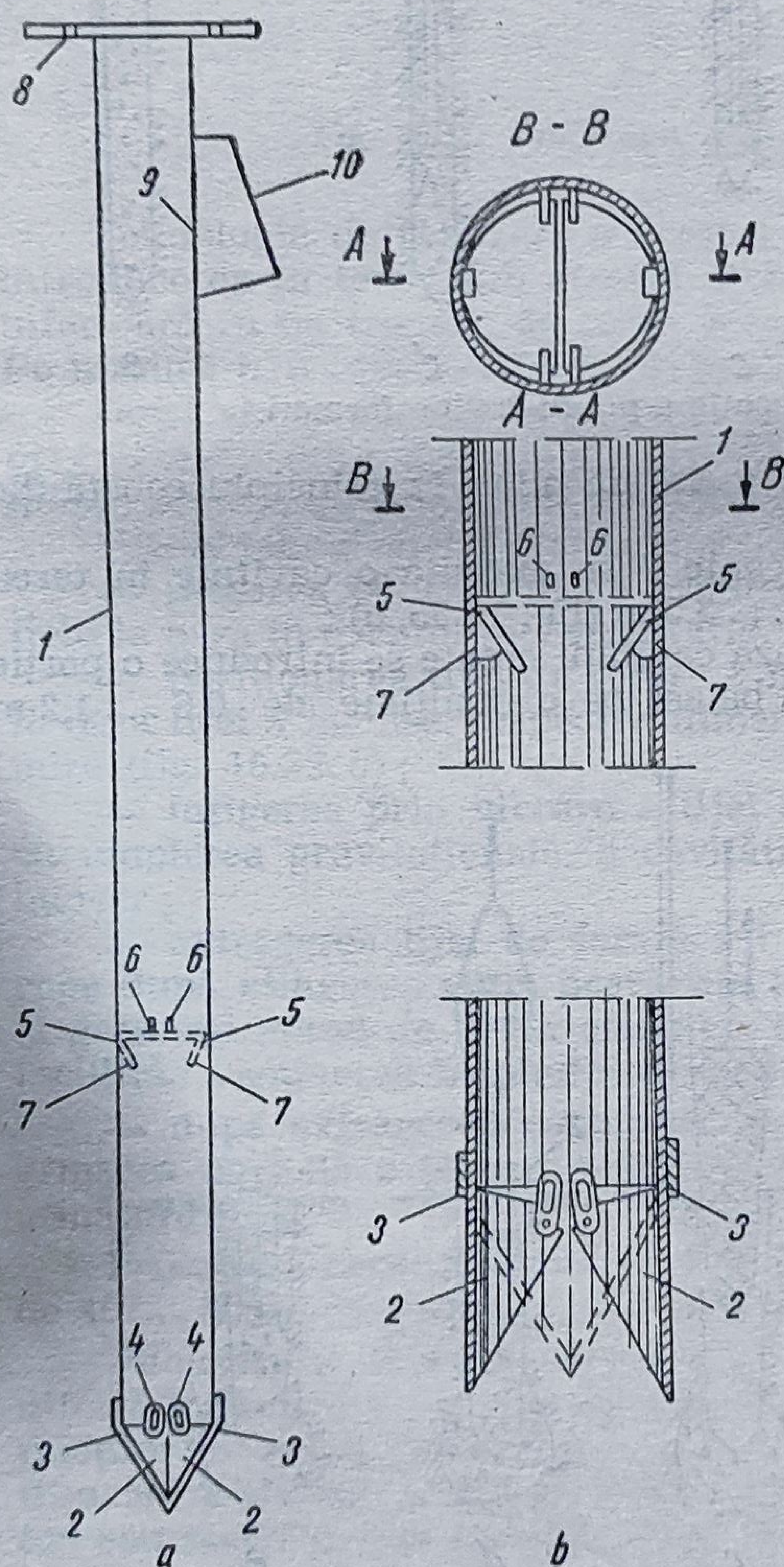


Fig. 16.34. Dispozitiv pentru realizarea piloților vibropresați.

De asemenea, problema realizării bulbului este destul de greoaie și neeconomică, procedeele și utilajele pentru executarea bulbului fiind foarte diferite prin concepția lor în vederea adaptării la natura și consistența terenului.

Pentru realizarea piloților turnați pe loc, cu bulb sau fără bulb, se pot folosi în general vibromecanismele folosite la înfigerea piloților și a palplanșelor :

— agregatul de vibropresare AVP-1 de producție românească ;

— vibroagregatul de producție sovietică VVPS 20/11.

Dispozitivul pentru realizarea piloților este alcătuit dintr-o țeavă metalică (figura 16.34, *a* și *b*) cu diametrul exterior de 325 mm sau 419 mm, avînd grosimea de 8 mm, respectiv 9,5 mm, lungimea dispozitivului fiind funcție de lungimea luminării de ghidaj. La partea inferioară dispozitivul este prevăzut cu două clapete „cioc de rață“ 2, care sînt prinse de tubul articulat prin intermediul unor balamale *3* și limitatoare de deschidere a clapetelor *4*.

Atît balamalele cît şi limitatoarele de deschidere permit apropierea clapetelor care formează la partea inferioară a dispozitivului un vîrf, respectiv deschiderea acestor clapete, care, datorită limitatoarelor de deschidere, au generatoarea în prelungire cu generatoarea ţevii metalice. La circa 1 500 mm distanţă de la partea inferioară a ţevii metalice, în interiorul acesteia, se găsesc prinse articulat două clapete de formă semicirculară 5 a căror închidere şi deschidere este limitată de nişte distanţiere *6* şi 7, care permit o deschidere a clapetelor suficientă pentru trecerea betonului în timpul turnării. Funcţionarea acestor clapete este simplă, astfel că, la turnare, ele se deschid sub greutatea proprie, iar în procesul de presare pentru crearea bulbului, se închid nepermiţînd ridicarea betonului în tub. Ţeava metalică este prevăzută la partea superioară cu o flanşă *8* prinsă prin sudură, care permite prinderea cu buloane a dispozitivului de executare a piloţilor turnaţi pe loc.

Betonul se introduce printr-o fereastră *9* de 200×300 mm, amplasată la circa 400 mm sub flanşa de prindere şi prevăzută cu o pîlnie de turnare *10*.

După ce dispozitivul pentru realizarea pilotului a fost introdus în teren (cu ajutorul unuia din vibratoarele sau vibroagregatele menţionate) pînă la cota prescrisă în proiect, se trece la turnarea pilotului, operaţie care se execută în mai multe faze (fig. 16.35), care se desfăşoară după cum urmează :

— se introduce o anumită cantitate de beton în dispozitiv pînă la circa o treime din înălţimea acestuia (fig. 16.35, *a*) şi se extrage cu circa

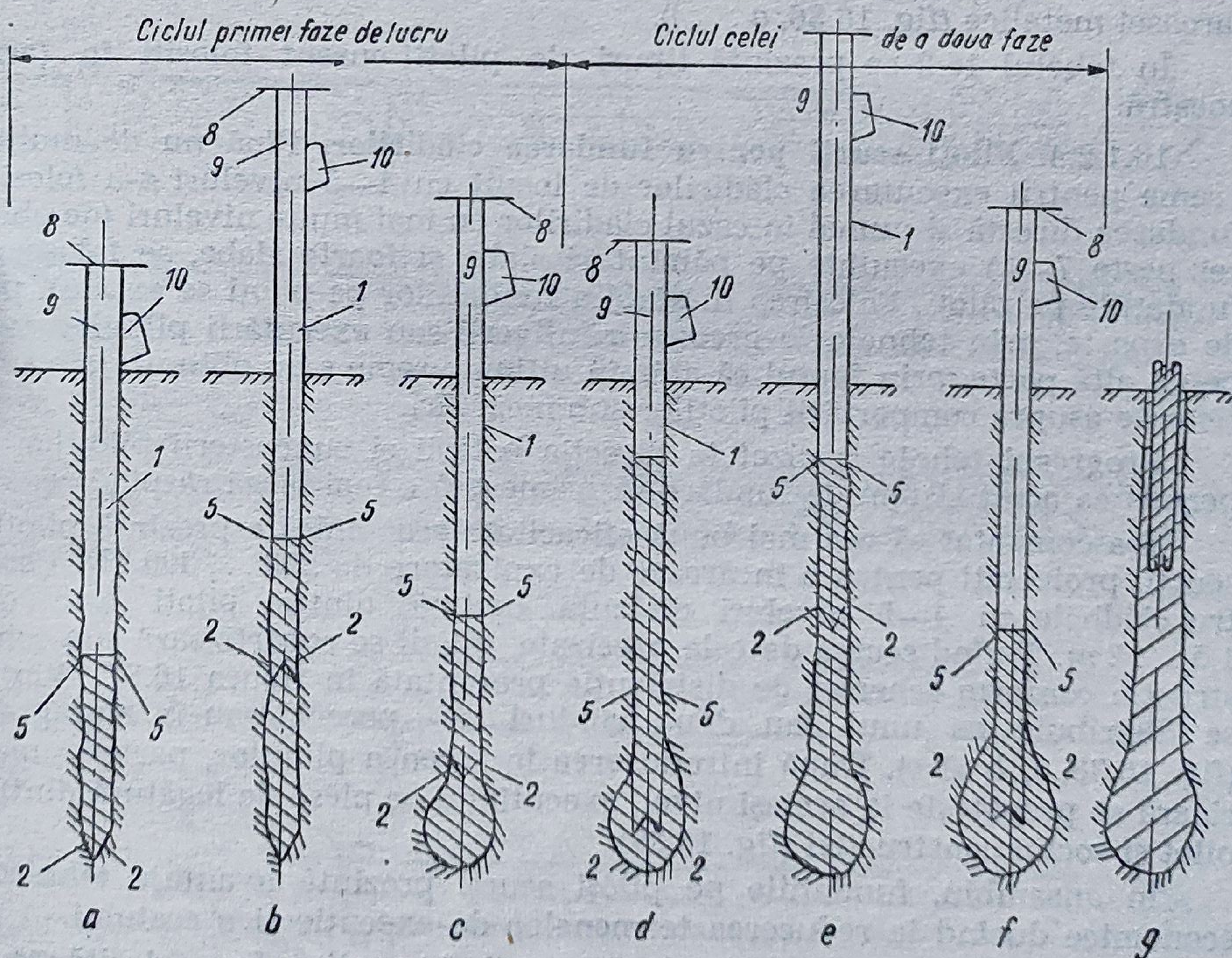


Fig. 16.35. Fazele de execuţie a piloţilor vibropresaţi : (reperele au aceeaşi semnificaţie ca în figura 16.34).

1,20 . . . 1,30 m sub efectul vibrării (fig. 16.35, *b*), efect care facilitează deschiderea clapetelor și scurgerea betonului în gaura de foraj ;

— se trece apoi la procesul de vibropresare, respectiv vibrare, clapetele semicirculare plasate în interiorul tubului se închid, iar masa de beton prinsă sub ele este vibrată și presată în teren creîndu-se astfel la partea inferioară un bulb datorită refulării betonului (fig. 16.35, *c*). În continuare se procedează la umplerea țevii metalice pe două treimi din înălțime (fig. 16.35, *d*), ridicarea dispozitivului prin vibrare cu circa 1,70 . . . 2,00 m (fig. 16.35, *e*) și reluarea procesului de vibropresare, oprindu-se țeava cu circa 50 cm mai sus față de cota inițială. Efectul acestei noi vibropresări, respectiv vibrări, se materializează prin mărirea bulbului inițial creat (fig. 16.35, *f*) ;

— după efectul de vibropresare se poate realiza, mai sus de bulbul creat inițial la vîrful pilotului, diferite proeminențe accentuate pe manta, la diferite nivele ale pilotului. După epuizarea numărului de vibropresări impuse se umple țeava metalică complet cu beton și se trece la extragerea dispozitivului prin vibrare, după care utilajul se deplasează într-o nouă poziție unde fazele sînt reluate ;

— partea superioară a pilotului proaspăt turnat se armează pe o lungime de 1,6—2,0 m, cu ajutorul carcasei fretate introdusă în masa betonului prin rotire și presare manuală, ușurînd această operație prin folosirea unui pervibrator (fig. 16.35, *g*).

Realizarea piloților executați pe loc cu sau fără bulb, armați pe întreaga lungime se efectuează în mai multe faze de lucru identice cu cele enumerate mai sus, peste care se suprapun fazele cerute de introducerea carcasei metalice (fig. 16.36, *a* . . . *j*).

În tabelul 16.2 se prezintă tipuri de piloți curent folosiți în țara noastră.

16.1.2.4. **Piloți scurți pentru fundarea clădirilor.** Pînă nu de multă vreme pentru executarea clădirilor de locuit cu 4—5 niveluri s-a folosit fundarea directă și numai în cazul clădirilor cu mai multe niveluri (de obicei peste 7—8) executate pe pămînturi slabe și foarte slabe, se foloseau fundațiile pe piloți. Folosirea limitată a fundațiilor pe piloți se explică, pe de o parte, prin tehnologia greoaie a înfigerii sau executării piloților, iar pe de altă parte, prin faptul că abia în ultima vreme s-au obținut date suficiente asupra comportării piloților sub încărcări.

Progresul tehnic realizat în direcția baterii și cunoașterii piloților a permis ca acest sistem de fundare să primească o mai largă răspîndire.

S-a constatat că cea mai bună eficacitate economică o prezintă piloții scurți, proiectați pentru o încărcare de exploatare de 250 . . . 300 kN. Pentru clădirile cu 4—5 niveluri distanța optimă dintre piloți este de 1,5 . . . 2 m. Ținînd seama de cele precizate, piloții se repartizează sub construcție conform schemei de distribuție prezentată în figura 16.37. Piloții se distribuie pe unul sau două rînduri — perechi sau în zigzag — (fig. 16.38, *a*, *b* și *c*). După introducerea în teren a piloților, partea superioară se pregătește la același nivel, executîndu-se piesa de legătură dintre pilot și soclul construcției (fig. 16.39).

În ansamblu, fundațiile pe piloți scurți prezintă avantaje tehnico-economice ducînd la reducerea termenelor de execuție și a costului.

În țara noastră metoda fundării pe piloți scurți a fost folosită pe o serie de șantiere, dintre care se menționează : Moldova Veche, Timișoara,

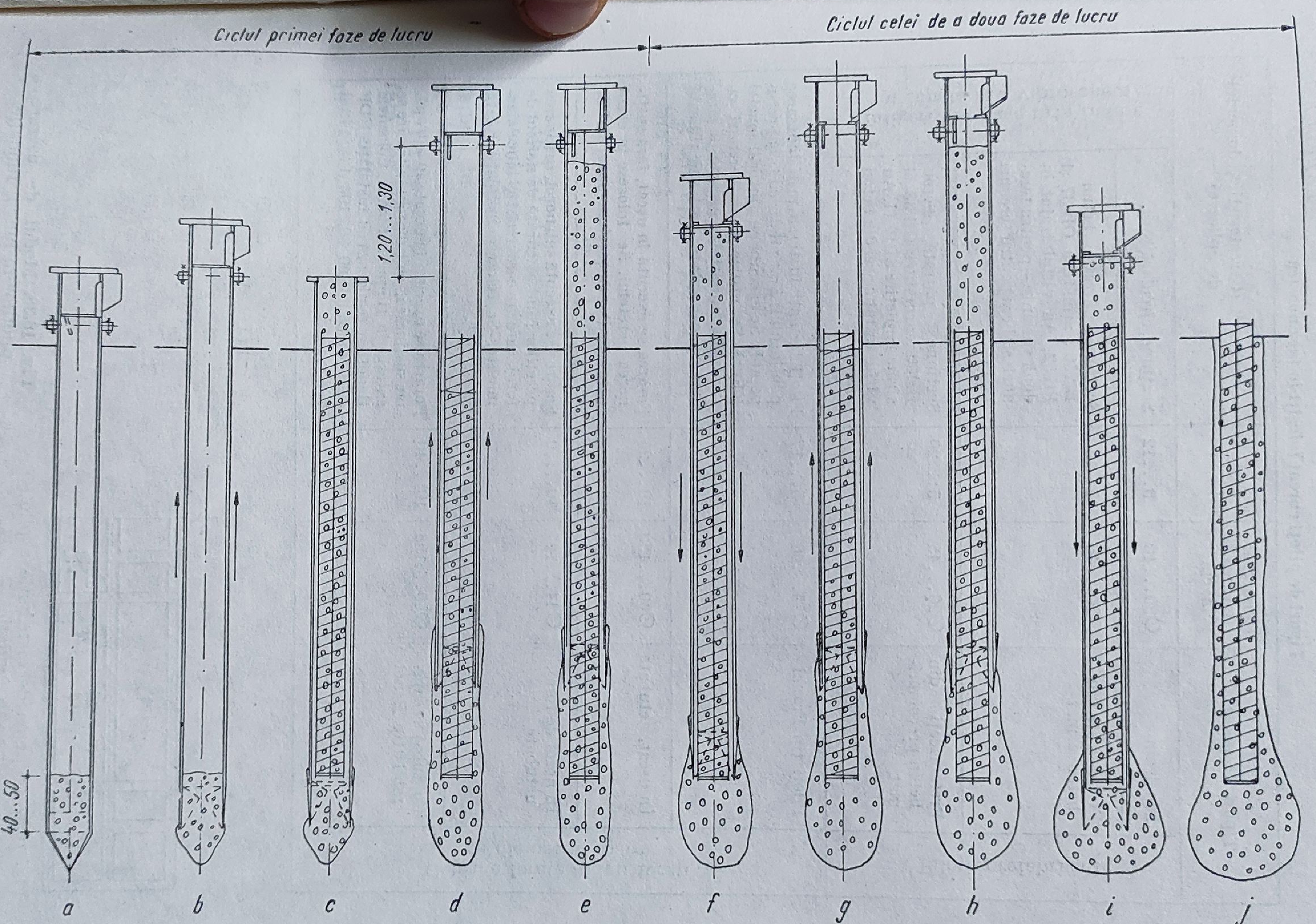


Fig. 16.36. Fazele de execuție a piloților executați pe loc armați pe întreaga lungime.

TABELUL 16.2

Tipuri de piloți curent folosiți în țara noastră

	Tipuri de piloți	Diametrul (latura), în cm	Fișa, în m	Observații (Caracteristici, domeniul de aplicare)	
Piloți prefabricați	Din lemn	∅20...40	5...12	Secțiune circulară	Înfigerea se face prin batere cu soneta sau vibrosoneta
	Prefabricați din beton armat	∅20...40	5—18	Secțiune pătrată, beton B 250 ; armătura OB 37 și PC 52. Au vîrful tratat în două variante—pentru terenuri slabe și pentru terenuri tari	
	Prefabricați din beton precomprimat	∅20...45	5...20	Secțiune pătrată, beton B 400 ; armături OB 38 și sîrme împletite SBP II. Au vîrful tratat ca cei din beton armat	
Coloane forate (piloți forați cu diametrul mare)	Piloți tip Franki	∅55...60	5...17	Piloți formați în teren prin îndesarea pămîntului. Sînt piloți cu tubaj recuperabil. Se execută cu ajutorul sonetei KF-22. Se utilizează în terenuri cu straturi compresibile, așezate pe straturi cu capacitate portantă ridicată	
	În uscat, netubate	∅60...130	10...25	Forarea se execută în uscat, fără susținerea peretelui. Se folosesc în cazul pămînturilor cu coeziune mare, stabile	
	În noroi de foraj, netubate	∅44...127	10...50	Forarea se execută sub noroi, susținerea pereților fiind asigurată de noroiul de foraj, care are caracteristici bine determinate. Se folosesc instalații FA-12 Salzgitter	
	Cu tubaj recuperabil (tip Benoto)	∅60...198	10...40	Forarea se execută în uscat sau sub apă, iar susținerea, cu tubaj metalic care se extrage în timpul betonării. Coloanele Benoto se realizează cu instalația EDF cu diametrul de 60, 80, 108, 128, 148 și 198 cm	

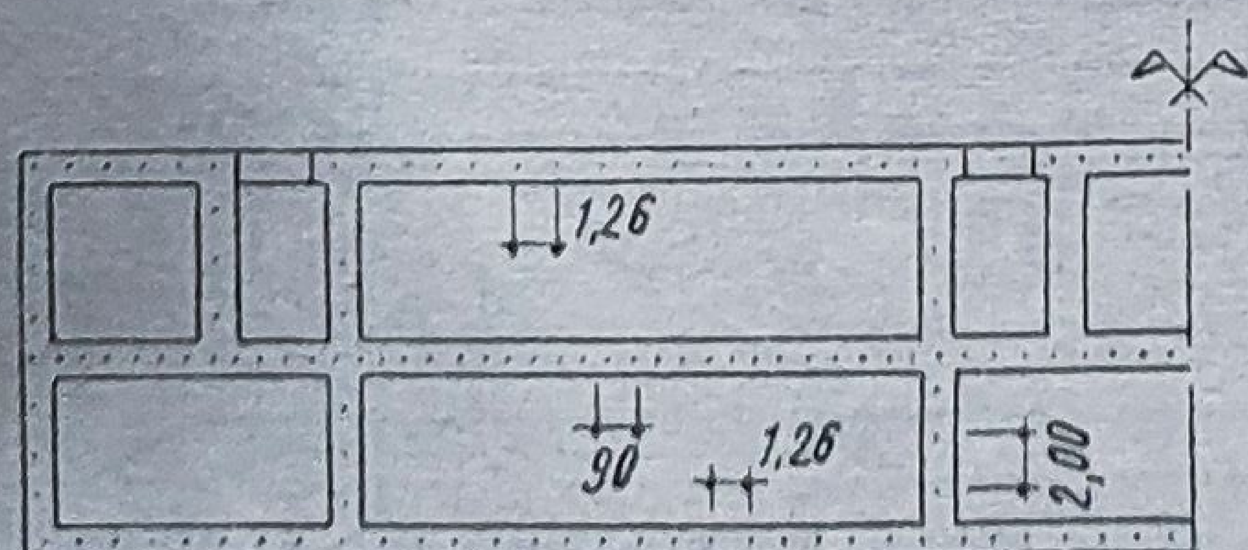


Fig. 16.37. Schema de distribuție a piloților sub fundație.

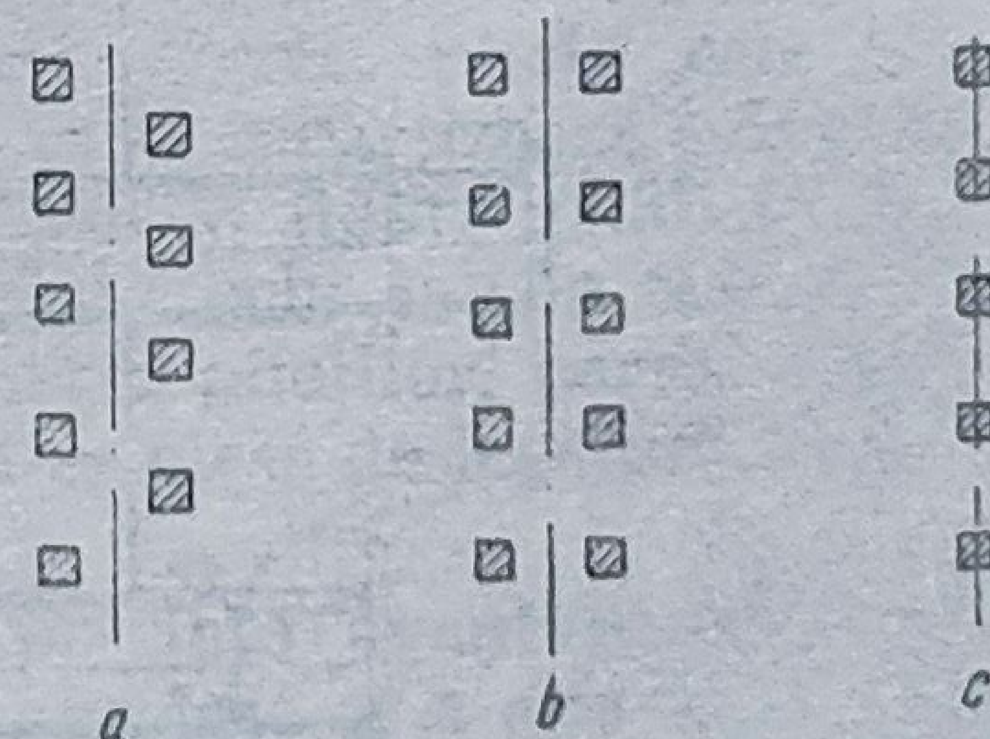


Fig. 16.38. Modul de așezare a piloților în lungul fundației.

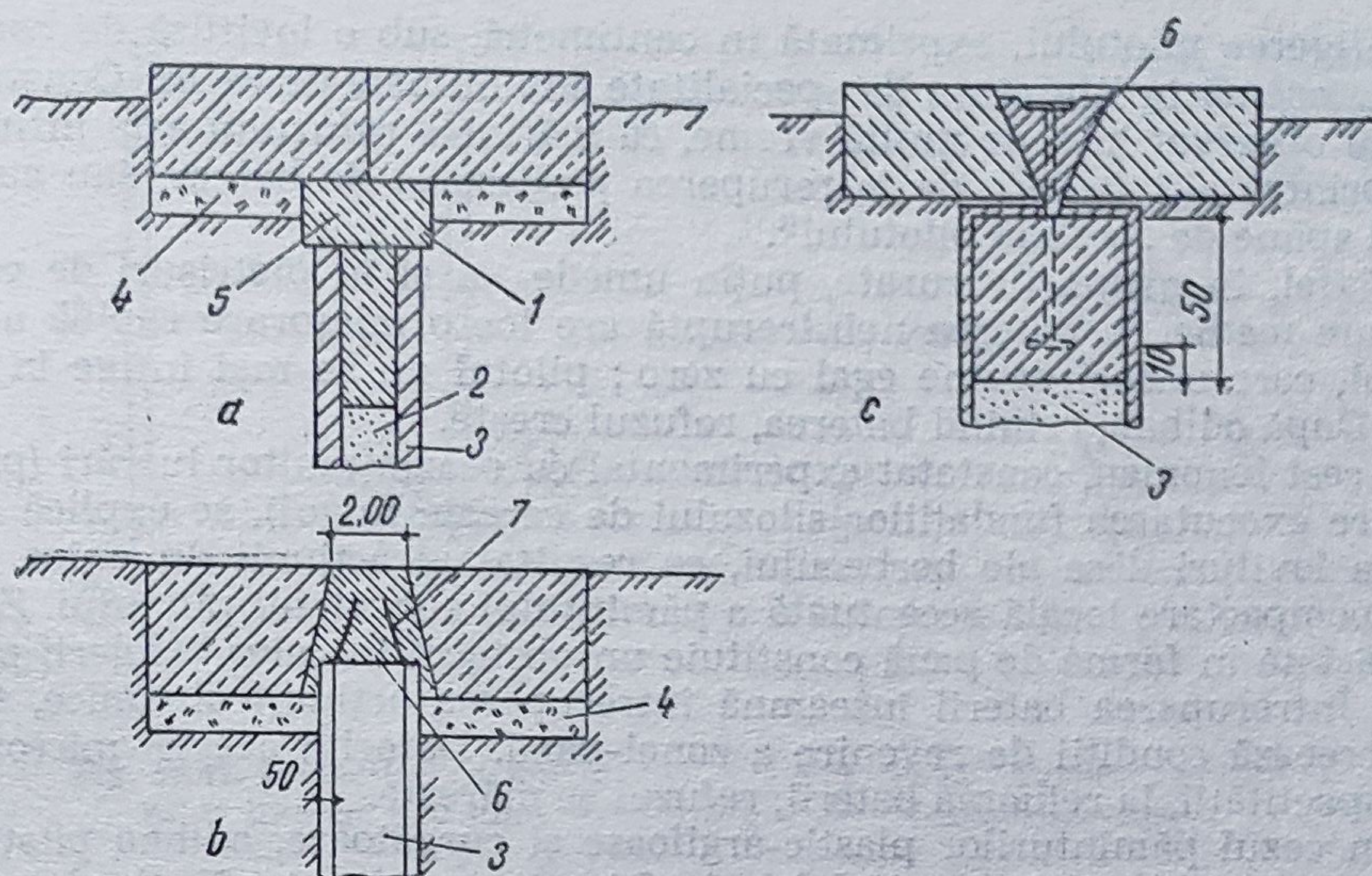


Fig. 16.39. Detalii de legătură dintre pilot și soclul clădirii :
a — pe element de legătură; *b* și *c* — monolitizare pe capătul pilotului; *1* — mortar de legătură; *2* — nisip compact; *3* — beton de legătură; *4* — strat de egalizare; *5* — element de legătură; *6* — beton de legătură; *7* — armătură din pilot.

Arad, Brașov, Cluj, Ploiești, precum și pe alte șantiere (mai ales piloți scurți turnați pe loc cu ajutorul vibrării, la Reșița, Timișoara, Zalău, Brăila etc.).

16.1.3. CAPACITATEA PORTANTĂ A PILOȚILOR

16.1.3.1. **Generalități.** În procesul înfigerii piloților — prin batere cu berbecul, prin înșurubare, prin vibrare — în pămînt au loc deformații, din cauza compactării sau lunecării unor straturi peste altele. Aceste fenomene depind de modul cum se execută înfigerea și de natura pămîntului în care are loc introducerea pilotului.

La începutul înfigerii se observă o refulare a pămîntului spre suprafață ; pe măsura înaintării în teren, această refulare este tot mai mică.

Refularea va fi mai mică pentru pămînturile care se îndeasă în timp mai scurt (nisipul), și mai mare pentru argile.

Această refulare spre suprafață nu se produce brusc, ea durează mult timp în cazul argilelor și se manifestă mai repede în cazul nisipurilor. Acest aspect este bine să fie luat în considerare atunci cînd se stabilesc termenele de betonare a radierelor joase, întrucît umflarea pămîntului de sub radier, adică acțiunea de jos în sus a pămîntului, conduce uneori la încovoierea radierului și la deteriorarea sa (apar fisuri în partea superioară a plăcii).

Creșterea compactității pămîntului cu ajutorul piloților se poate realiza prin stabilirea unei ordini de batere a piloților. Astfel pentru zone de dimensiuni mici se indică baterea piloților de la centru spre perimetrul fundației, iar pentru fundațiile ce se execută în zona cu dimensiuni mari, se indică baterea în prealabil a piloților pe anumite porțiuni din exterior și apoi baterea în interiorul incintei a restului de piloți.

Înfigerea pilotului, exprimată în centimetri, sub o lovitură de berbec este cunoscută în literatura de specialitate sub numele de *refuz*. Constructorii au observat încă de multă vreme, că mărimea refuzului este influențată, printre alți factori, de întreruperea procesului de batere, sau cum i se mai spune de „odihna pilotului".

Astfel, în nisipurile curate, puțin umede, ca și în pietrișuri de compactitate medie, la baterea neîntreruptă are loc o micșorare rapidă a refuzului, care uneori devine egal cu zero; pilotul nu se mai înfige în pămînt. După odihnă, reluînd baterea, refuzul crește.

Acest fenomen, constatat experimental cu ocazia multor lucrări (printre care executarea fundațiilor silozului de cereale Lugoj), se explică astfel: la lovituri dese ale berbecului, ca rezultat al acțiunii dinamice, are loc o compactare locală accentuată a pămîntului sub vîrful pilotului. Zona compactată în formă de pană constituie un obstacol în calea înfigerii pilotului. Întreruperea baterii înseamnă întreruperea acțiunii dinamice, fapt care creează condiții de revenire a zonei-pană. Datorită acestei micșorări a compactității, la reluarea baterii, refuzul se mărește.

În cazul pămînturilor plastic-argiloase și curgătoare, odihna piloților influențează refuzul cu totul altfel. Astfel acțiunea dinamică a berbecului produce o fluidificare a pămîntului, apărînd fenomenul de tixotropie, adică distrugerea structurii argilei și trecerea sa în sol. De aceea, la batere, refuzul se micșorează mai încet, pentru ca după odihnă, avînd loc restabilirea structurii pămîntului în jurul pilotului, refuzul să scadă de 4...6 ori.

Refuzul dinaintea odihnei se cheamă *refuz fictiv*, iar cel obținut după odihnă, *refuz real*, ultimul fiind folosit la stabilirea capacității portante a piloților.

Pentru obținerea refuzului real se lasă pilotul înfipt la cota respectivă cîteva zile și apoi se execută o batere suplimentară a piloților prin lovituri izolate rare (5...10) făcute la intervale de 2—5 min.

Experiența arată că, pentru pămînturile nisipoase și pietrișuri, odihna trebuie să fie de 2...3 zile, pentru cele argiloase 7...10 zile, iar pentru argilele slab consolidate de 15...20 zile.

Încărcările ce acționează asupra pilotului se transmit terenului, astfel încît să nu se producă tasări mari, care ar periclita stabilitatea construcției.

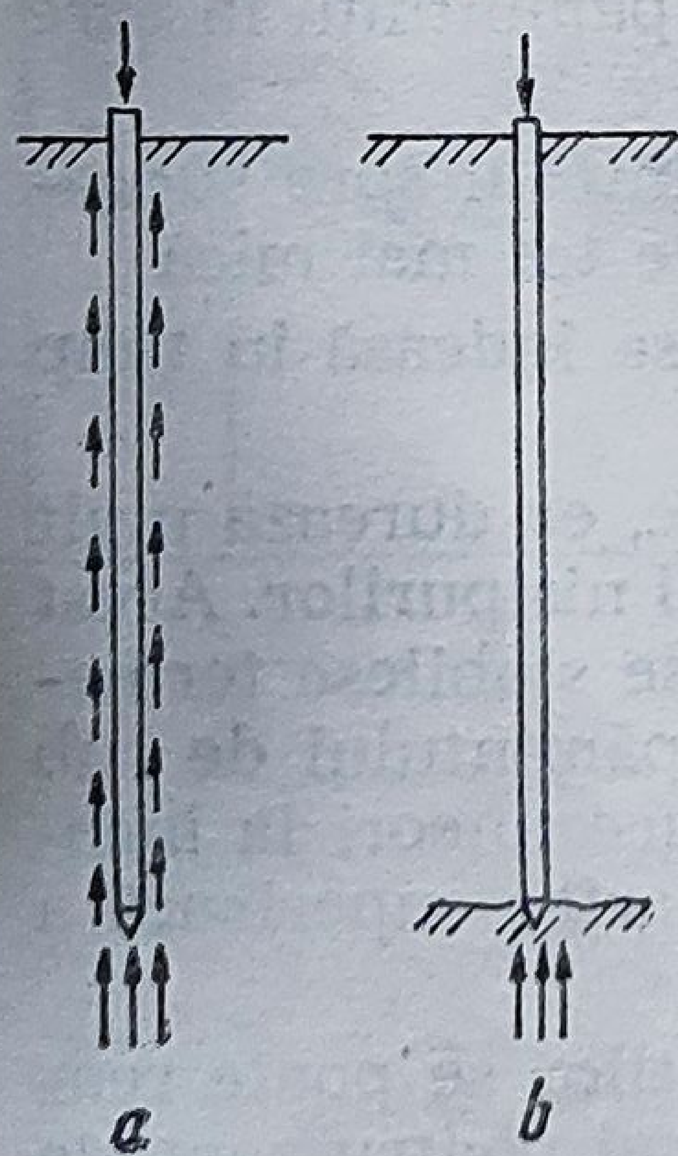


Fig. 16.40. Repartizarea capacității portante pe pilot: *a* — purtător pe manta; *b* — purtător pe vîrf.

Conform celor arătate (fig. 16.40) rezultă capacitatea portantă Q:

$$Q = Q_m + Q_v, \tag{16.1}$$

unde Q_m este partea aferentă frecării pe suprafața laterală a pilotului, iar Q_v cea aferentă vîrfului.

Repartizarea solicitărilor, respectiv a capacității portante a piloților pe manta, respectiv pe vîrf, depinde de raportul dintre indicii de compresibilitate ai pămîntului de la vîrful pilotului și ai stratelor în care acesta se află înfipt. Astfel, dacă pămîntul de sub vîrful pilotului are o compresibilitate apropiată de cea a pămîntului din jurul său, prin capătul pilotului se transmite o fracțiune mică din încărcare, adică $Q_m > Q_v$, caz întîlnit la piloții flotanți. Dacă pămîntul de sub vîrful pilotului este mai puțin compresibil, deci mai rezistent, atunci o parte mai mare

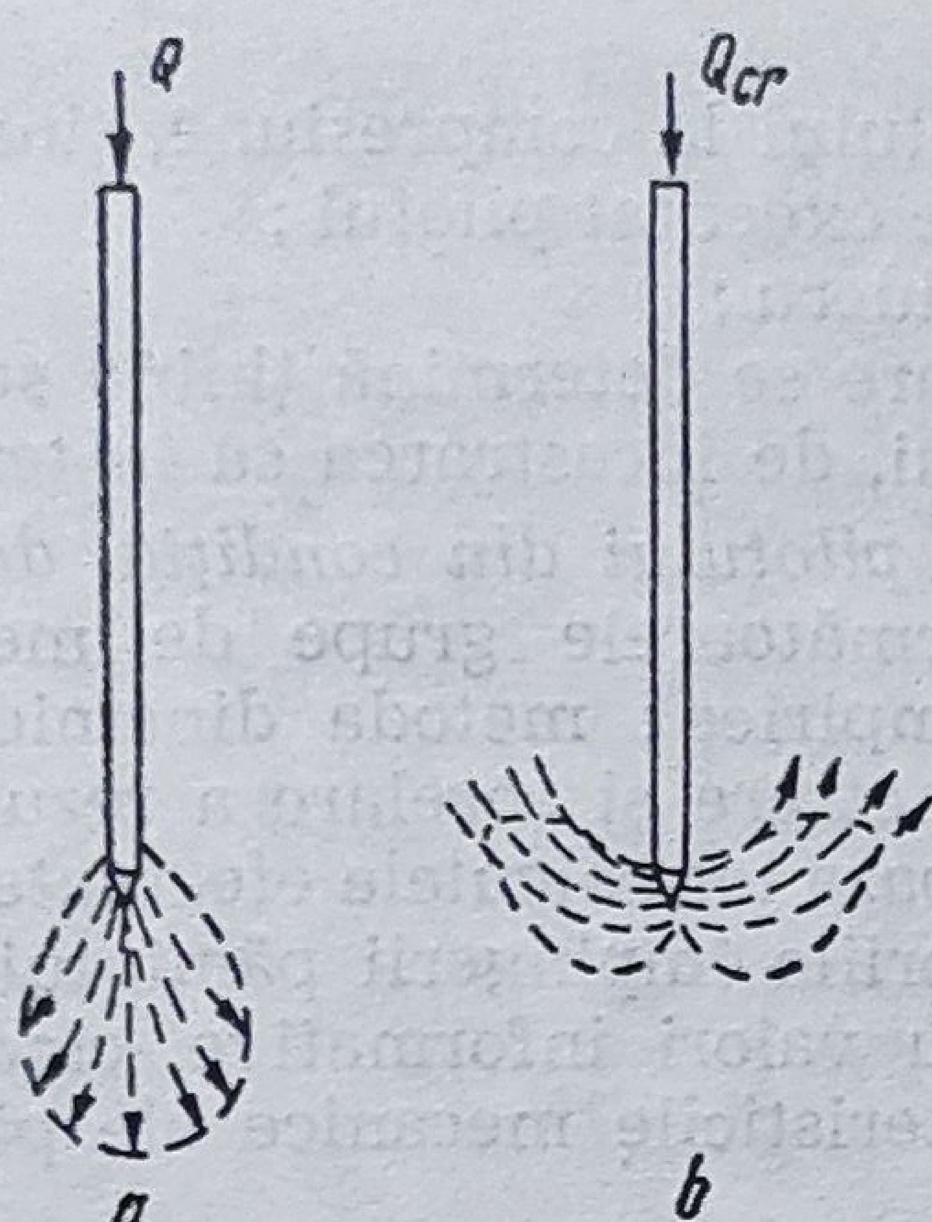


Fig. 16.41. Repartizarea tensiunilor interne sub pilot.

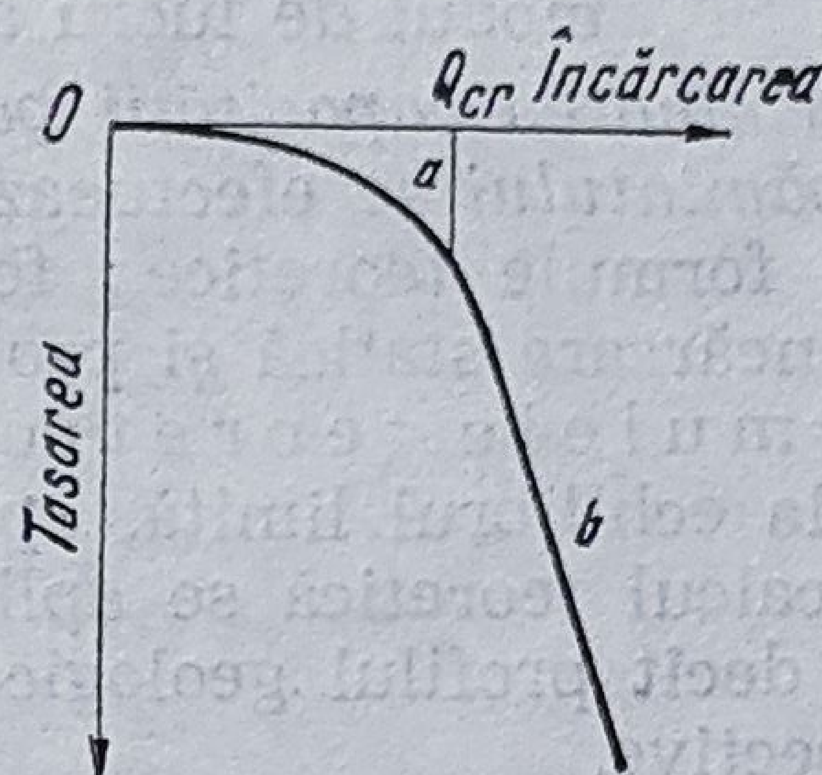


Fig. 16.42. Tasarea pilotului sub sarcină.

din sarcină se transmite prin vîrful pilotului, iar dacă pămîntul de sub capătul pilotului este practic incompresibil (stîncă) atunci întreaga solicitare din pilot se transmite prin capăt.

Capacitatea portantă pe manta se datorește forțelor de frecare dintre pilot și pămînt, eforturile tangențiale transmise pămîntului în lungul pilotului provocînd o stare de tensiuni în masivul din pămînt.

Sub capătul pilotului, pămîntul se opune lunecării laterale și zonele de lunecare formate influențează pămîntul înconjurător. Deplasarea acestor zone începe după învingerea influenței supraîncărcării datorită pămîntului de deasupra (a încărcării geologice). La o creștere treptată a încărcării pe pilot, la început are loc o compactare a pămîntului sub vîrful pilotului, datorită cedării pămîntului înconjurător (fig. 16.41, *a*), apoi sub capul pilotului încep să se dezvolte zonele de lunecare și, ajungînd la sarcina limită, pilotul se tasează simțitor (fig. 16.41, *b*).

Figura 16.42 prezintă aspectul unei curbe experimentale care exprimă dependența dintre tasare și încărcare. Sectorul curbat *a* corespunde poziției din figura 16.41, *a* iar porțiunea următoare *b*, poziției din figura 16.41, *b*.

16.1.3.2. **Stabilirea capacității portante a piloților izolați la încărcări verticale.** Capacitatea portantă a unui pilot se stabilește ținînd seama atît de rezistența materialului din care este construit pilotul cît și de natura pămîntului în care acesta se găsește introdus.

Determinarea capacității portante a pilotului din condiția de rezistență a materialului. În această ipoteză, pilotul se consideră ca o bară flexibilă ce lucrează la compresiune, dar spre deosebire de barele care reazemă doar la un capăt, pilotul este ferit de posibilitatea pierderii stabilității la compresiune, datorită terenului înconjurător, care, opunînd o rezistență oricît de mică la deformația transversală, duce la o creștere mare a forței critice. În felul acesta

$$Q_{pilot}=Q_{comp}m\varphi_{comp}, \tag{16.2}$$

unde :

Q_{comp} este rezistenţa de calcul a pilotului la compresiune, ţinînd cont de materialul din care este executat pilotul ;

m — coeficientul condiţiilor de lucru ;

φ_{comp} — coeficientul de flambaj, care se determină ţinînd seama de modul de lucru al pilotului, de încastrarea sa în teren.

Determinarea capacităţii portante a pilotului din condiţia de rezistenţă a pămîntului se efectuează prin următoarele grupe de metode şi formule : formule teoretice ; formule empirice ; metoda dinamică ; metoda de încărcare statică şi probe de penetrare şi corelare a rezultatelor.

Formulele teoretice au la baza lor calculele efectuate pentru fundaţii la echilibrul limită, aplicînd teoriile împingerii pămîntului. Metoda de calcul teoretică se aplică pentru valori informative, cînd nu se cunoaşte decît profilul geologic şi caracteristicile mecanice ale pămînturilor respective.

După cum s-a arătat, capacitatea portantă se compune din capacitatea portantă la vîrf şi pe manta (formula 16.1).

Considerînd pilotul ca o fundaţie cu secţiune unitară, se poate stabili, aşa cum s-a făcut în cazul fundaţiilor, capacitatea portantă pe vîrf. Se consideră, pentru aceasta, presiunea dată de greutatea prismei BCHF de lungime unitară (fig. 16.43). În cazul echilibrului-limită se obţine

$$p_{cr}=\gamma h\,\mathrm{tg}^4\left(45+\frac{\Phi}{2}\right), \tag{16.3}$$

iar :

$$Q_v=Ap_{cr}=\gamma Ah\,\mathrm{tg}^4\left(45+\frac{\Phi}{2}\right), \tag{16.4}$$

sau, notînd

$$\mathrm{tg}^2\left(45+\frac{\Phi}{2}\right)=K_p, \tag{16.5}$$

$$Q_v=\gamma Ah\,K_p^2, \tag{16.6}$$

unde A este secţiunea pilotului.

Pentru stabilirea valorii Q_m trebuie să se stabilească diagrama presiunii pe înălţimea h a pilotului. Plecînd de la teoria împingerii pămîntului, se ştie că această diagramă este triunghiulară (fig. 16.44). În ceea

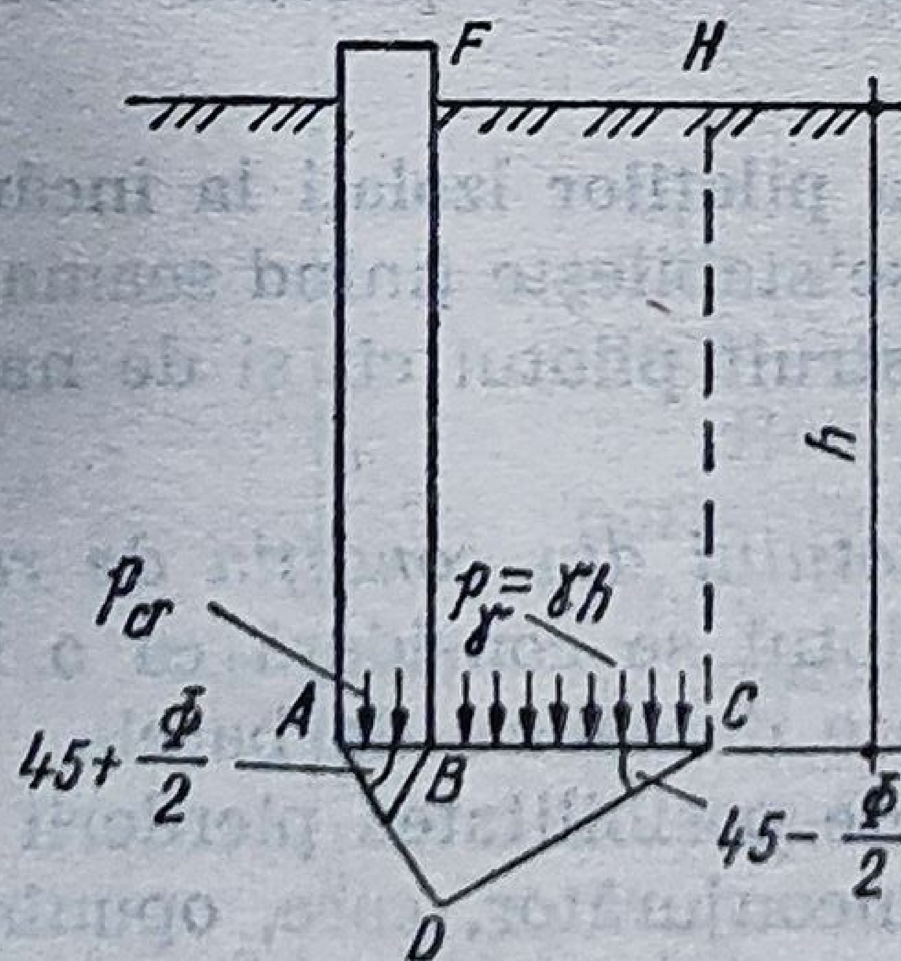


Fig. 16.43. Schemă pentru stabilirea capacităţii portante pe vîrf a pilotului.

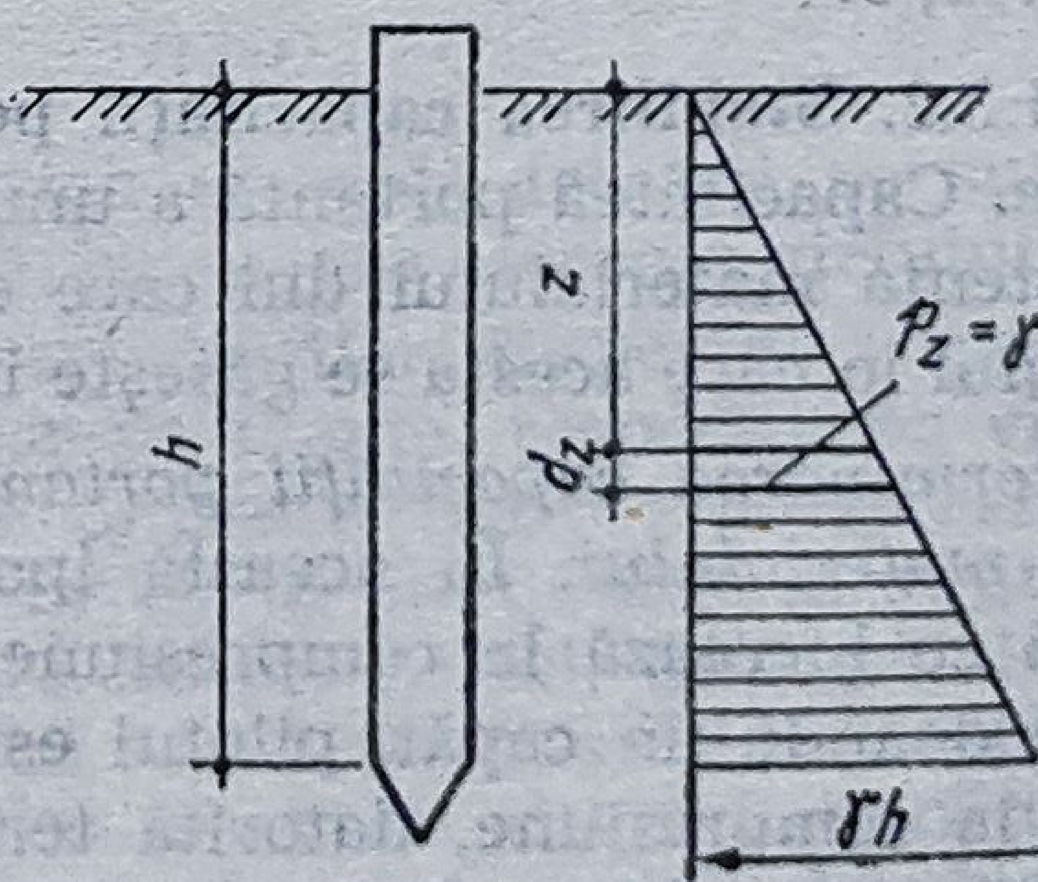


Fig. 16.44. Schemă pentru stabilirea capacităţii portante pe suprafaţa laterală a pilotului.

ce privește mărimea presiunilor normale pe mantaua pilotului, se poate considera că este mai verosimilă ipoteza împingerii pasive. Totuși, condițiile în care se produc aceste presiuni nu sînt identice cu cele stabilite în cazul împingerii pasive, din care cauză se admite o soluție intermediară, acoperitoare, considerînd împingerea egală cu γh, adică coeficientul împingerii $K_p=1$. Admițînd această condiție, se obține

$$Q_m=U\int_0^h p_z \operatorname{tg}\delta\, dz=\gamma U\int_0^h z \operatorname{tg}\delta\, dz=U\frac{\gamma h^2}{2}\operatorname{tg}\delta, \qquad (16.7)$$

unde :

U este perimetrul pilotului ;
δ — coeficientul de frecare dintre teren și pilot.

Capacitatea portantă totală este

$$Q=\gamma A h\, K_p^2+\gamma\frac{Uh^2}{2}\operatorname{tg}\delta. \qquad (16.8)$$

Această formulă și multe altele, bazate pe teoria împingerii pot fi folosite pentru valori informative, cînd nu se dispune de alte date asupra pămînturilor, în afară de unghiul frecării. O eroare principală, pe care o conțin aceste formule, este capacitatea portantă prea mică atribuită vîrfului pilotului.

Formulele teoretice deși nu dau valori bune sînt totuși foarte răspîndite din cauză că sînt simple și nu cer, pentru aplicarea lor, alte date decît profilul geologic al terenului și caracteristicile lui mecanice.

Formule empirice. Se poate determina capacitatea portantă în direcția axială a unui pilot, prefabricat sau executat pe loc, cu expresia

$$R=k\,(m_v P_v+m_f P_f), \qquad (16.9)$$

unde :

P_v este capacitatea portantă limită la vîrful pilotului ($P_v=A\cdot R^n$) ;
P_f — capacitatea portantă limită prin frecare pe suprafața laterală a pilotului ($P_f=u\,\Sigma\, f_i^n\cdot h_i$);
R^n — rezistența normată a pămîntului la adîncimea la care a ajuns vîrful pilotului (tab. 16.3, conform STAS 2561/3-76) ;
f_i^n — rezistența normată a pămîntului generată de frecarea pe suprafața laterală a pilotului, în dreptul stratului i, (tab. 16.4) ;
k — coeficient de neomogenitate al pămîntului, care se admite : $k=0,7$;
m_v și m_f — coeficienți ai condițiilor de lucru (tab. 16.5, conform STAS 2561/3-76) ;
u — perimetrul pilotului ;
A — suprafața secțiunii transversale a pilotului, la vîrful acestuia ;
l — lungimea pilotului în contact cu stratul i.

Capacitatea portantă a unui pilot solicitat la smulgere se determină cu expresia

$$R_{sm}=kmu\,\Sigma f_i^n l_i, \qquad (16.10)$$

în care $k=0,7$ și $m=0,6$, pentru piloți cu lungimea mai mare de 4 m.

TABELUL 16.3

Rezistența normată a pămîntului R^n, în kN/m²

Adîncimea de pătrundere a pilotului în m	Nisipuri cu îndesare medie						
	Nisip cu pietriș	Nisipuri mari		Nisipuri mijlocii	Nisipuri fine	Nisipuri prăfoase	—
	Argile prăfoase și argile avînd I_c						
	⩾1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4
3	7 000	4 000	3 000	2 000	1 200	1 000	600
4	8 200	5 100	3 800	2 500	1 600	1 200	800
5	8 800	5 500	4 000	2 800	1 900	1 300	850
7	9 500	6 200	4 300	3 200	2 100	1 400	800
10	10 500	6 800	4 900	3 500	2 400	1 500	900
15	11 700	7 500	5 600	4 000	2 800	1 600	1 000
20	12 600	8 200	6 200	4 500	3 100	1 700	1 100
25	13 400	8 800	6 800	5 000	3 400	1 800	1 200
30	14 200	9 400	7 400	5 500	3 700	1 900	1 300
35	15 000	10 000	8 000	6 000	4 000	2 000	1 400

Observație. Pentru pămînturile nisipoase îndesate valorile R^n se măresc cu 30%.

TABELUL 16.4

Rezistența normată a pămîntului f^n, generată de frecarea pe pilot

Adîncimea medie a stratului, în m	Pămînturi necoezive (nisipuri)			Pămînturi coezive cu I_c:					
	mari și medii	fine	prăfoase	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3
	f^n în kN/m²								
1	35	23	15	35	23	15	12	5	2
2	42	30	20	42	30	20	17	7	3
3	48	35	25	48	35	25	20	8	4
4	53	38	27	53	38	27	22	9	5
5	56	40	29	56	40	29	24	10	6
7	60	43	32	60	43	32	25	11	7
10	65	46	34	65	46	34	26	12	8
15	72	51	38	72	51	38	28	14	10
20	79	56	41	79	56	41	30	16	12
25	86	61	44	86	61	44	32	18	—
30	93	66	47	93	66	47	34	20	—
35	100	70	50	100	70	50	36	22	—

Capacitatea portantă la încărcări orizontale a pilotului vertical poate fi stabilită cu relația

$$R_{or}=kmP_{cr\ or}, \tag{16.11}$$

în care : $k=0{,}7$; $m=0{,}7$;

$P_{cr\ or}$ este forța critică orizontală, care, în cazul pilotului articulat în radier, se calculează cu expresia

$$P_{cr\ or}=\frac{M_{cap}}{l_0}, \tag{16.11'}$$

TABELUL 16.5

Coeficienții condițiilor de lucru m_v și m_f

Modul de execuție al piotului	m_v	m_f
I. Piloți flotanți, prefabricați		
Piloți bătuți	1,0	1,0
Piloți introduși prin spălare în pămînturi nisipoase, cu condiția baterii pe ultimul metru fără spălare	1,0	0,6
Piloți introduși prin vibrare în pămînturi :		
a) nisipoase saturate, de îndesare medie :		
— mijlocii și mari	1,2	1,0
— fine	1,1	1,0
— prăfoase	1,0	1,0
b) argiloase cu indicele de consistență $0,5 < I_c \leq 1,0$		
— prafuri nisipoase	0,9	0,9
— argile nisipoase sau prăfoase	0,8	0,9
— argile	0,7	0,9
c) argiloase cu indicele de consistență $I_c > 1,0$	1,0	1,0

II. Piloți flotanți executați pe loc			Pămînt	
			neco-eziv	coe-ziv
Pilot cu mantaua introdusă prin batere și betonul compactat prin vibrare	Betonare în uscat sau apă $m_v=1,00$	Betonare sub noroi $m_v=0,8$	0,7	0,6
Pilot cu mantaua introdusă prin batere și betonul compactat prin batere			1,0	1,0
Pilot executat prin vibrare			1,0	1,0
Pilot forat de orice alt tip			0,6	0,5

iar pentru pilotul încastrat cu relația

$$P_{cr\,or} = 2\frac{M_{cap}}{l_o}, \qquad (16.11'')$$

în care :

$_{cap}$ este momentul încovoietor capabil al secțiunii pilotului ;
l_o — lungimea convențională de încastrare, care reprezintă lungimea unei console la care momentul încovoietor de încastrare sub încărcare orizontală este același cu momentul maxim care se dezvoltă în pilot (tab. 16.6, conform STAS 2561/3-76).

Lungimea convențională de încastrare a pilotului l_0

Denumirea pămîntului	l_0
Nisipuri afînate și pămînturi coezive avînd $I_c \leq 0,5$	4d
Nisipuri de îndesare medie și pămînturi coezive avînd $0,5 < I_c \leq \leq 0,75$	3d
Nisipuri și pietrișuri îndesate, pămînturi coezive avînd $0,75 < < I_c \leq 1$	2d
Pămînturi coezive tari, avînd $I_c > 1$	1,5 d

Notă : d — diametrul pilotului

Relațiile prezentate pot fi aplicate la calculul piloților în radiere joase, dacă fișa acestora satisface condiția $l' > 5l_0$. În cazul fundațiilor cu radier înalt se recomandă aplicarea unor metode bazate pe teoria grinzilor pe mediu elastic.

Cînd stratul de rezistență se găsește la adîncimi mari, sub o zonă de pămînturi slabe (mîluri), se folosesc piloți elicoidali (înșurubați).

Piloții elicoidali sînt capabili a prelua solicitări axiale mari atît de compresiune cît și de smulgere.

Încărcarea de calcul a unui pilot elicoidal cu diametrul 1,20 m și lungimea pînă la 10 m, la înfigere sau extragere, se determină cu expresia

$$P_{\substack{extr \\ inf}} = kmP_{lim}, \tag{16.12}$$

în care :

k este coeficientul de neomogenitate a pămîntului (se admite $k=0,6$) ;
m — coeficientul condițiilor de lucru ($m=1$) ;
P_{lim} — încărcarea-limită la înfigere sau extragere pe pilot.

Încărcarea-limită la extragerea pilotului se determină cu relațiile (16.13) și (16.14) :

$$P_{extr} = (Ac + B\gamma h)F + \tau_i (L - D) \tag{16.13}$$

în care :

A și B sînt coeficienți care depind de unghiul de frecare interioară Φ în zona de lucru (tab. 16.7) ;
c este coeziunea specifică a pămîntului în zona de lucru ;
γ — greutatea volumetrică a pămîntului aflat mai sus de cota de înfigere a aripioarelor elicoidale ;
h — adîncimea de înfigere a pilotului ;
F — suprafața secțiunii aripioarelor elicoidale ;
τ_i — rezistența la tăiere a pămîntului din stratul de grosime i străbătut de pilot ;
L — lungimea pilotului.

TABELUL 16.7

Valorile coeficienților A și B

Unghiul de frecare interioară a pămîntului în zona de lucru, în grade	A	B	Unghiul de frecare interioară a pămîntului Φ în zona de lucru, în grade	A	B
14	7,1	2,8	26	16,8	9,2
16	7,7	3,2	28	21,2	12,3
18	8,6	3,3	30	26,9	16,5
20	9,6	4,5	32	34,4	22,5
22	11,1	5,5	34	44,5	31,0
24	13,5	5,0	36	59,6	44,4

Încărcarea-limită la înfigere a pilotului se determină cu relația

$$P_{inf}=k\,(Ac+B\gamma h)\,F_1+\tau_i\,(L-D), \tag{16.14}$$

în care $k=1{,}3$, iar F_1 este suprafața totală a capului pilotului.

M e t o d a   d i n a m i c ă. S-a semnalat anterior legătura ce există între refuzul pilotului bătut și capacitatea lui portantă. Trebuie menționat că, formulele stabilite prin metoda dinamică pentru deducerea capacității portante a piloților sînt foarte mult aplicate în practică. Ele nu necesită cercetări de laborator sau utilaje speciale. Cu ocazia introducerii piloților în teren, prin batere cu soneta, se măsoară pătrunderea e datorită unei lovituri a berbecului de greutate G_H, căzînd pe capul pilotului de la înălțimea H (fig. 16.45).

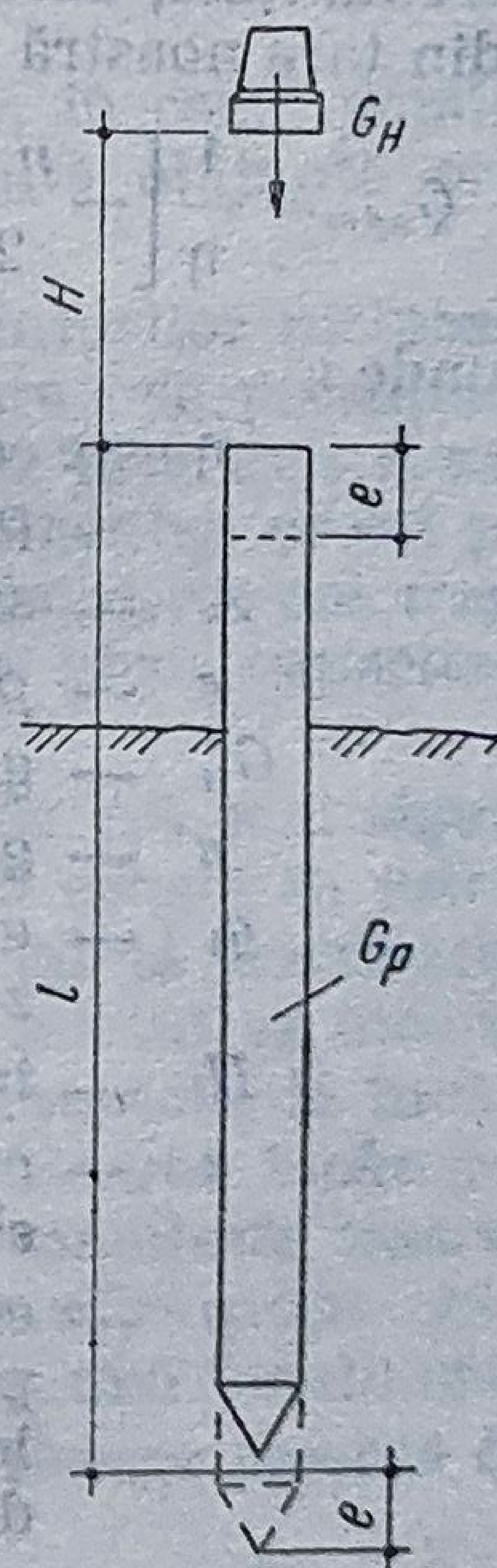


Fig. 16.45. Schemă pentru calculul capacității portante a pilotului prin metoda dinamică.

Pentru stabilirea capacității portante se pleacă de la transformarea energiei potențiale a berbecului de greutate G_H, în lucru mecanic pe care-l dezvoltă reacțiunea terenului Q_d în timpul unei pătrunderi e a pilotului. Se poate scrie

$$G_H H=Q_d e+E \tag{16.15}$$

Numai o parte a energiei potențiale se transformă în lucru mecanic pentru pătrunderea pilotului în teren. Cealaltă parte se transformă în lucru mecanic al deformației elastice a pilotului și terenului, în căldură, trepidații în teren etc. Toate acestea se notează cu E; se precizează că prin pătrunderea e se înțelege deplasarea verticală a pilotului.

Sînt foarte multe formule stabilite pe baza celor arătate anterior. Toate aceste formule se deosebesc între ele prin modul cum se calculează pierderea de energie E din expresia (16.15). Se pot împărți în patru grupe :

În grupa I s-ar putea încadra formulele în care valoarea E este determinată cu ajutorul mărimii $e=e_{max}-e$, unde cu e_{max} s-a notat valoarea maximă a pătrunderii, după care atingerea deformaţiilor elastice revine la valoarea e.

În acest caz, formula (16.15) se poate scrie sub forma

$$G_H H = Q_{de} + Q_d \Delta e, \tag{16.16}$$

de unde

$$G_d = \frac{G_H H}{e+\Delta e} = \frac{G_H H}{e_{max}}. \tag{16.17}$$

Mărimea e_{max}, în condiţiile de şantier, se stabileşte foarte greu ; din cauza aceasta formulele care au la bază stabilirea mărimii e_{max} nu se aplică.

În grupa a II-a se pot încadra formulele care stabilesc valoarea E numai din deformarea elastică a pilotului, adică E este egal cu lucrul mecanic al deformării elastice a pilotului.

Sînt o serie de formule, mai des aplicate, care calculează pierderea de energie E cu ajutorul teoriei impactului, stabilită de Newton. Aceste formule aparţin grupei a III-a.

Formulele cele mai complete sînt acelea care, pentru stabilirea energiei pierdute, ţin seama atît de deformaţia elastică a pilotului cît şi de teoria impactului (grupa a IV-a). Se dă mai jos una din formulele des întrebuinţate, stabilită de Chersevanov, prevăzută şi în prescripţiile din ţara noastră :

$$Q_{adm} = \frac{1}{\eta}\left[-\frac{nA}{2} + \sqrt{\left(\frac{nA}{2}\right)^2 + \frac{nA}{e} G_H H \frac{G_H + \varepsilon^2 (q+q_1)}{G_H + q + q_1}}\right] = \frac{P_{cr}}{\eta} \text{ [daN]}, \tag{16.18}$$

unde :

- η este coeficientul de siguranţă (pentru lucrări provizorii $\eta=1,5$; pentru lucrări definitive $\eta=2,0$) ;
- A — suprafaţa secţiunii pilotului, în cm^2 ;
- e — pătrunderea medie a pilotului sub 10 lovituri, în cm ;
- G_H — greutatea berbecului, în daN ;
- q — greutatea pilotului, în daN ;
- q_1 — greutatea „fetiţei" (piesă intermediară care, în unele cazuri, se aşază ca o prelungire pe capul pilotului), în daN ;
- H — înălţimea de cădere a berbecului, în cm ;
- ε — caracteristică elastică de restabilire a şocului (se ia $\varepsilon^2=0,2$) ;
- n — coeficient determinat experimental $n=10$ daN/cm^2 pentru piloţi din lemn, batere fără fetiţă ; $n=8$ daN/cm^2 pentru piloţi din lemn, batere cu fetiţă ; $n=15$ daN/cm^2 pentru piloţi din beton armat, batere cu căciulă) ;
- P_{cr} — încărcarea critică a pilotului (STAS 2561/3-76).

Căciula se aşază pe capul pilotului din beton armat pentru protejarea lui. Rezultatele obţinute pentru determinarea capacităţii portante prin metoda dinamică nu coincid cu cele stabilite prin metode mai exacte, în primul rînd din cauza diferenţei dintre solicitările produse în teren prin

căderea berbecului și cele rezultate din sarcinile statice ale construcției, care se sprijină pe piloți.

Apa din teren influențează în mod esențial rezultatele în ceea ce privește capacitatea portantă realizată prin vîrf și prin mantaua pilotului, în mod deosebit la cele două feluri de solicitări ; dinamică și statică.

În cazul pămînturilor permeabile (nisipuri etc.), capacitatea portantă dinamică, ca mărime, este în jurul celei statice (la pămînturi afînate mai mică, la pămînturi îndesate ceva mai mare). Curenții de apă ce iau naștere din cauza presiunii din jurul vîrfului, cu ocazia baterii pilotului, la pămînturile permeabile au o influență mai mică. La pămînturi din argilă însă, cu o permeabilitate foarte mică, apa din porii pămîntului, din cauza presiunii mari, provocată de căderea berbecului, nu se elimină în timp scurt și produce o rezistență mare a terenului, care micșorează sau chiar oprește pătrunderea pilotului în teren. Rezultă că, la vîrf, capacitatea portantă dinamică este de multe ori mai mare decît cea statică. Sistînd baterea pilotului, după un oarecare timp care se poate extinde pe mai multe zile, se elimină apa sub presiune din porii terenului și pilotul prin batere va putea din nou pătrunde în teren.

În cazul capacității portante pe manta, la pămînturi permeabile, nu va fi o diferență esențială între capacitatea portantă calculată prin metoda dinamică față de cea statică. Rezistența la lunecare dă, aproximativ, aceleași valori, fie că este vorba de o solicitare rapidă sau de una lentă. În cazul pămînturilor de mică permeabilitate, prin solicitarea la forfecare rapidă se obține o rezistență mult mai mică decît în cazul solicitărilor lente. Va rezulta deci o capacitate portantă pe manta mult mai mică în cazul solicitării dinamice decît în cazul celei statice.

În asemenea condiții este greu de a trage concluzii, în cazul pămînturilor de mică permeabilitate, din capacitatea portantă obținută prin metoda dinamică, asupra capacității portante statice.

Formulele obținute pe cale dinamică în cazul pămînturilor nisipoase pot fi utilizate cu rezultate bune în condițiile următoare : se presupune că pentru un număr mic (1% din piloți) s-au stabilit pe altă cale rezultate bune referitoare la capacitatea portantă ; cunoscînd pentru acești piloți și capacitatea portantă obținută pentru metoda dinamică, se pot trage concluzii prin comparație și în cazul celorlalți piloți, a căror capacitate portantă s-a determinat numai pe cale dinamică.

Proba de încărcare statică este metoda cea mai sigură pentru stabilirea capacității portante a piloților. Metoda constă în introducerea în teren a unui pilot din cei care vor fi utilizați la construcția respectivă, pînă la adîncimea prevăzută. După aceasta, pilotul se încarcă și se observă tasările sub fiecare treaptă de încărcare. Treptele de încărcare se iau de 50 ... 500 kN sau de 1/15 la 1/10 din valoarea încărcării critice prezumate. După fiecare treaptă de încărcare se stabilește tasarea pilotului. La pămînturi nisipoase, tasarea se produce imediat după aplicarea încărcării, la pămînturi argiloase însă durează timp mai îndelungat.

După standardele de stat (STAS 2561/2-74) pentru fiecare treaptă de încărcare se efectuează citiri, după cum urmează :

— la fiecare 15 min, pentru prima oră ;

— la fiecare 30 min, în continuare, pînă la stabilizarea tasării pilotului, adică pînă cînd diferența tasărilor medii înregistrate la 4 intervale de citiri consecutive la 30 min nu depășește 0,1 mm.

După stabilizarea pilotului la o încărcare se trece la o nouă treaptă. Se continuă cu încărcarea în trepte pînă cînd se atinge una din condițiile :

— tasarea medie este mai mare de 1/10 din latura (diametrul) pilotului ;

— în decurs de 24 h de la aplicarea treptei de încărcare nu se obține stabilizarea pilotului.

Încărcarea critică pe pilot P_{cr} este încărcarea premergătoare celei de rupere.

Încercarea se poate executa în două feluri : cu ajutorul unor platforme sprijinite pe capul pilotului și cu ajutorul preselor hidraulice.

Platforma se construiește din traverse metalice dimensionate pentru greutatea totală cu care se va încărca pilotul. Platforma se sprijină pe capul pilotului, iar la margini se execută sprijiniri care intră în funcție numai în cazul cînd, din cauza încărcărilor asimetrice, platforma ar fi în pericol să-și piardă echilibrul (fig. 16.46). Platforma se încarcă cu materialul de care se dispune : cupoane din șine, cărămidă etc. Fiind vorba de greutăți mari, atît construirea platformei cît și transportul și manipularea materialului duc la cheltuieli mari.

O soluție mai economică este de a utiliza presele hidraulice. În cazul acesta, traversele se fixează între piloții solicitați la smulgere, iar presa hidraulică, între capul pilotului și traversă (fig. 16.47). Forța cu care se încarcă pilotul se măsoară cu ajutorul manometrelor. În felul acesta se poate stabili capacitatea portantă totală.

Pentru a putea separa capacitatea portantă pe vîrf și manta, se poate efectua smulgerea pilotului din teren ; forța necesară pentru smulgere, cu aproximație, este egală cu capacitatea portantă pe manta. Această metodă este numai aproximativă ; la piloții din lemn, care au o formă tronconică,

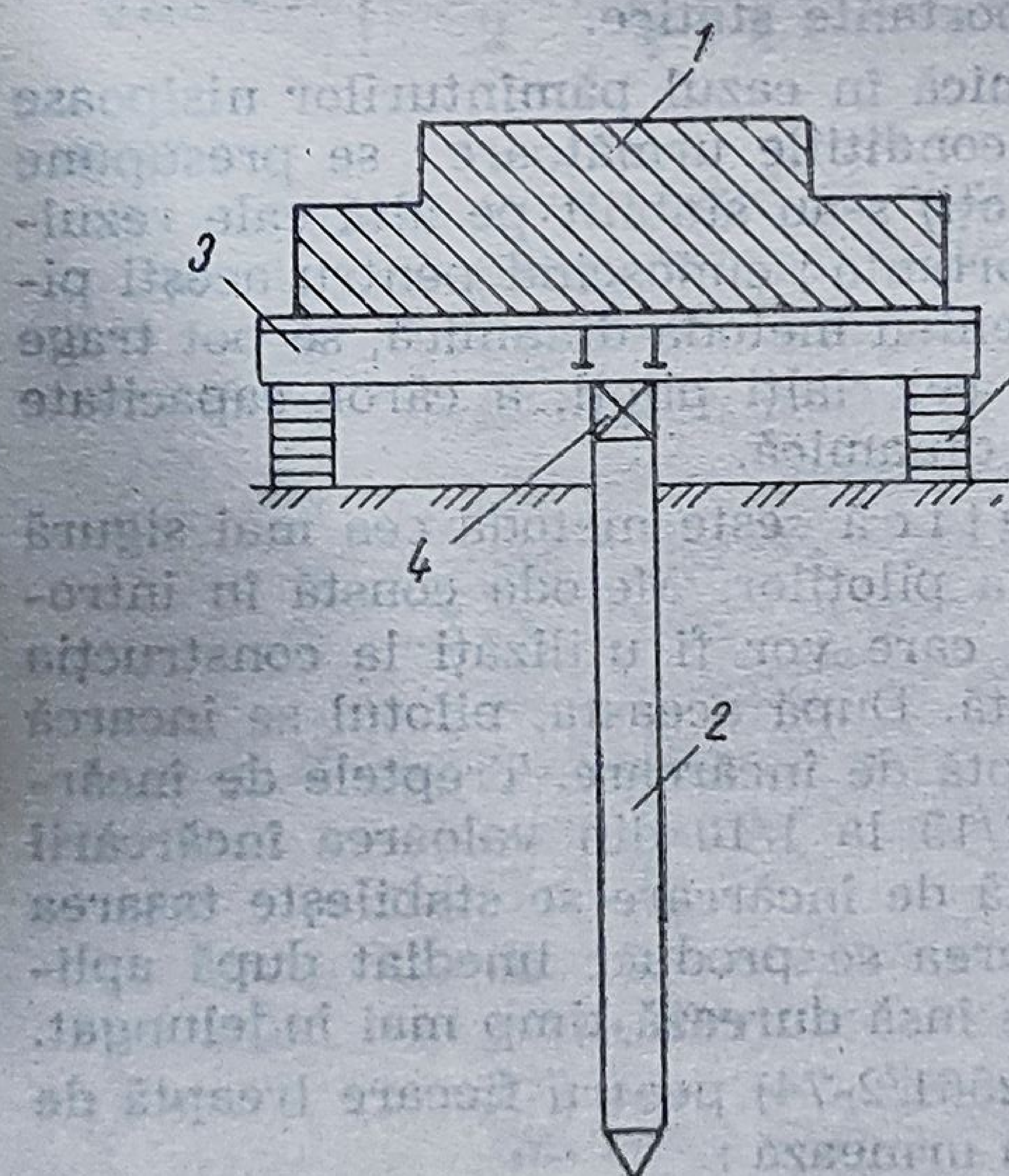


Fig. 16.46. Schema de încărcare statică a pilotului cu ajutorul presei și al lestării :
1 — încărcare; 2 — pilot; 3 — cadru rigid; 4 — presă; 5 — reazem.

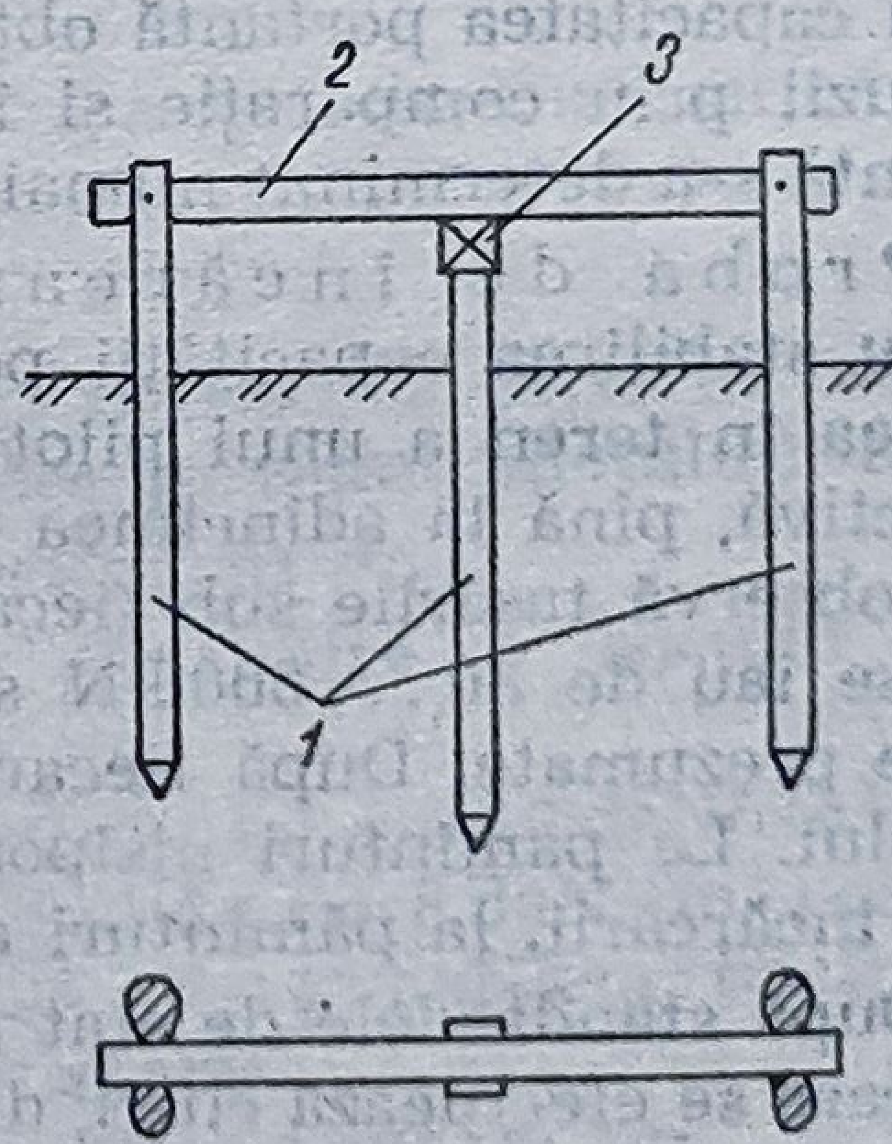


Fig. 16.47. Schema de încărcare statică a pilotului cu ajutorul presei hidraulice și cu ancore :
1 — piloți de ancorare; 2 — grindă rigidă; 3 — presă.

rezultatele diferă mult, fiind necesară o forță mult mai mare la presarea pilotului în teren, de sus în jos, decît la smulgerea din teren, cînd pilotul este solicitat în sens invers. Rezultate mai bune se obțin dacă se folosește un pilot cu secțiune inelară și cu vîrf separat. Se introduce acest pilot în teren pe o adîncime de 50. . .60 cm. și, printr-o tijă așezată în interiorul pilotului, se presează vîrful în teren în adîncime de 50 . . . 60 cm. Se obține în felul acesta capacitatea portantă pe vîrf, pentru adîncimea considerată, și dacă după aceea se presează partea tubulară a pilotului, se obține capacitatea portantă pe manta.

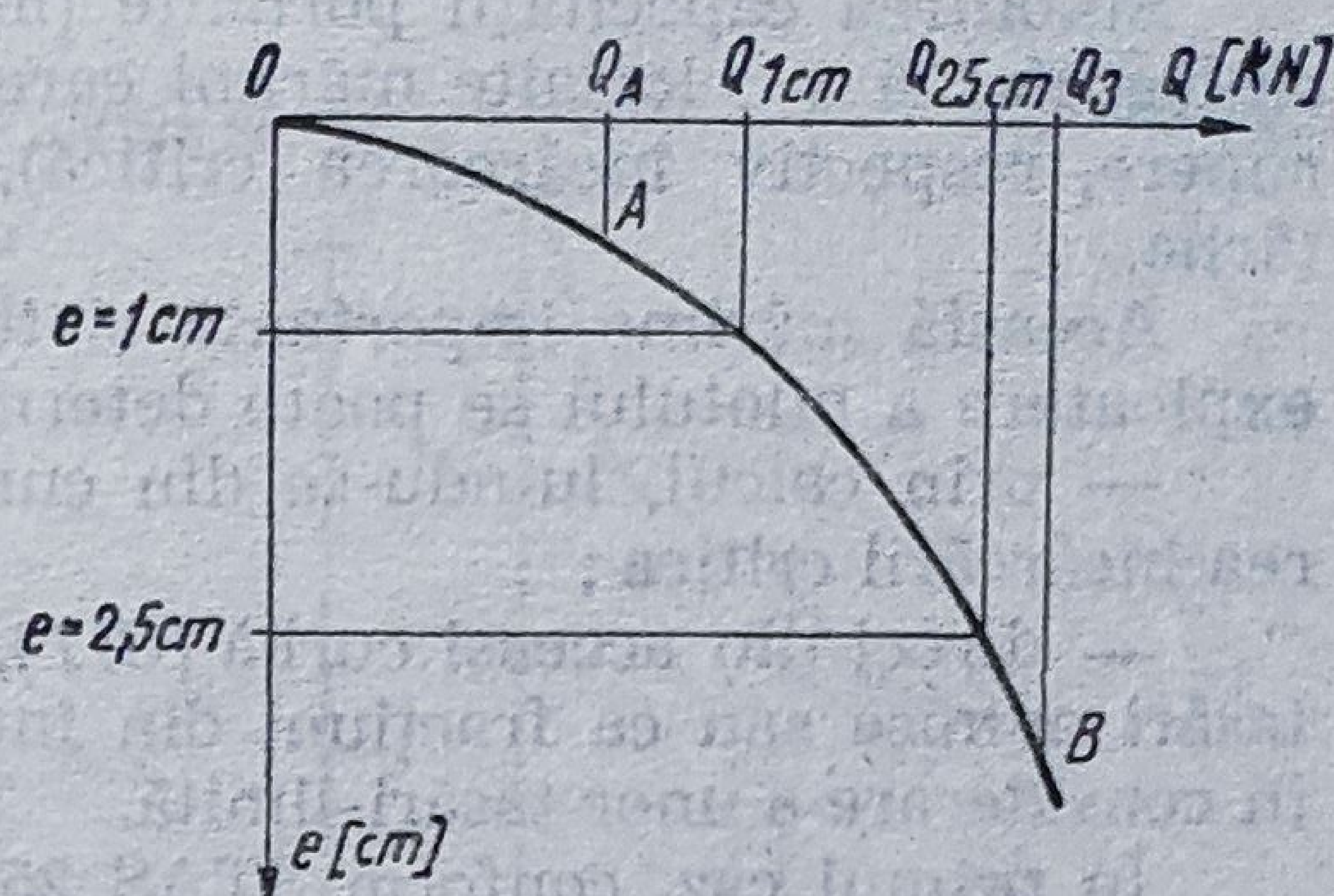


Fig. 16.48. Diagrama încărcare-deformație, obținută din încărcarea statică a pilotului.

Cu ocazia încercării statice se stabilește, în mod exact, tasarea pilotului la fiecare treaptă de încercare. Aceasta se poate face cu ajutorul nivelmentului topometric, stabilindu-se nivelul reperului de pe capul pilotului față de un punct fix, ales în apropiere.

O altă metodă constă în a fixa pe capul pilotului, în mod articulat, o pîrghie, care indică pe o scară gradată tasările pilotului, în funcție de raportul dintre cele două brațe ale pîrghiei (raportul de obicei se ia 1 : 4). Măsurătorile făcute se trec pe cele două axe ale unui sistem de coordonate : pe abscisă se pune încărcarea în kN, iar pe ordonată — tasările corespunzătoare fiecărei trepte de încărcare, în cm (fig. 16.48). La începutul diagramei, între punctele O și A există o variație aproximativ liniară între încărcare și tasare. Începînd de la punctul A, tasările cresc pronunțat, iar tangenta curbei se apropie treptat de verticală. Se consideră ca o limită a capacității portante valoarea Q_B (din punctul B), unde tangenta curbei s-a apropiat mult de verticală.

Pentru stabilirea capacității portante admise a pilotului, se dau recomandații diferite, luîndu-se ca bază, una dintre valorile capacității portante : de rupere Q_B, încărcarea la tasarea de 2,5 cm ($Q_{2,5\ cm}$), încărcarea la tasarea de 1 cm ($Q_{1\ cm}$) și încărcarea din punctul A (Q_A) pînă la care variația dintre încărcare și tasare este liniară. La aceste valori se aplică coeficienți de siguranță diferiți. Valoarea admisă a capacității portante va fi :

$$Q_{adm}=\frac{Q_B}{2,5}; \qquad Q_{adm}=\frac{Q_{1,0\ cm}}{1,5};$$
$$Q_{adm}=\frac{Q_{2,5\ cm}}{2} \qquad Q_{adm}=\frac{3}{4}Q_A. \tag{16.19}$$

Încercările statice dau rezultate bune pentru stabilirea capacității portante ; sînt însă costisitoare și din cauza aceasta, se aplică la un număr mic de piloți (în cazul aceluiași profil geologic, la 1% din numărul total de piloți prevăzuți pentru construcția respectivă), iar cînd profilul geologic este variabil, se execută mai multe încercări.

Stabilirea capacității portante (încărcării admise) a unui pilot izolat, ca dealtfel și a celorlalte mărimi caracteristice de portanță (încărcarea de rupere, respectiv încărcarea critică), nu se efectuează unitar în toate țările.

Această mărime importantă și totodată caracteristică comportării în exploatare a pilotului se poate determina în două moduri, și anume :

— prin calcul, luîndu-se din curba de încărcare-tasare *(CIT)* valoarea încărcării critice ;

— direct din aceeași curbă *(CIT)*, dar cu luarea în considerare a unor tasări admise sau ca fracțiuni din încărcarea critică stabilită prin luarea în considerare a unor tasări-limită.

În primul caz, conform STAS 2561/3-76, capacitatea portantă a unui pilot izolat solicitat la compresiune se determină funcție de încărcarea critică, stabilită conform STAS 2561/2-74 prin încărcare statică (ca mai sus) sau pe cale dinamică (v. relația 16.18), cu expresia

$$R = mkP_{cr}, \qquad (16.20)$$

în care :

k este coeficientul de omogenitate, egal cu 0,7 ;
m — coeficientul condițiilor de lucru, egal cu 1,0 ;
P_{cr} — încărcarea critică a pilotului, în kN.

În condițiile în care calculul construcției se efectuează cu alte metode decît metoda stării limită, pentru estimarea capacității portante a piloților forați de diametru mare se aplică formula

$$P_{adm} = \frac{P_{cr}}{c} \text{ [kN]}, \qquad (16.21)$$

în care c este un coeficient de siguranță, egal cu 2 pînă la 3,5, funcție de natura solicitării.

Conform normelor, capacitatea portantă se poate determina funcție de încărcarea critică, respectiv de rupere, cu formula

$$P_{adm} = \frac{P_{cr}}{\eta_1} \text{ [kN]}, \qquad (16.22)$$

în care coeficientul de siguranță η_1 se admite între 1,3 și 2,0, funcție de natura solicitării și de numărul de cicluri de încărcare-descărcare.

Acest mod de determinare a capacității portante prezintă dezavantajul că nu se ține cont de tasările corespunzătoare valorii stabilite pentru P_{adm}, care pot fi mai mici sau mai mari decît tasarea admisă pentru construcția în discuție.

Luarea în considerare a dependenței capacității portante funcție de tasările admise în raport cu sistemul static al construcției, materialele din care este executată cît și scopul pentru care este executată construcția, ar permite obținerea unor valori ale capacității portante care să asigure o bună comportare în timp a construcției fundată pe piloți.

Aprecierea capacității portante a piloților folosind rezultatele penetrării. Este aproape unanim acceptat că penetrometrul static reprezintă o încărcare directă a unui pilot cu diametrul redus. De asemenea, similitudinea este acceptabilă și în cazul penetrării dinamice standard sau cu con.

Problema principală care se ridică cu această ocazie, neclarificată încă complet, constă în extrapolarea rezistenței la penetrare, în special cea pe con, cît și a forței de frecare pe tijă, de la dimensiunile modelului la cele ale pilotului real.

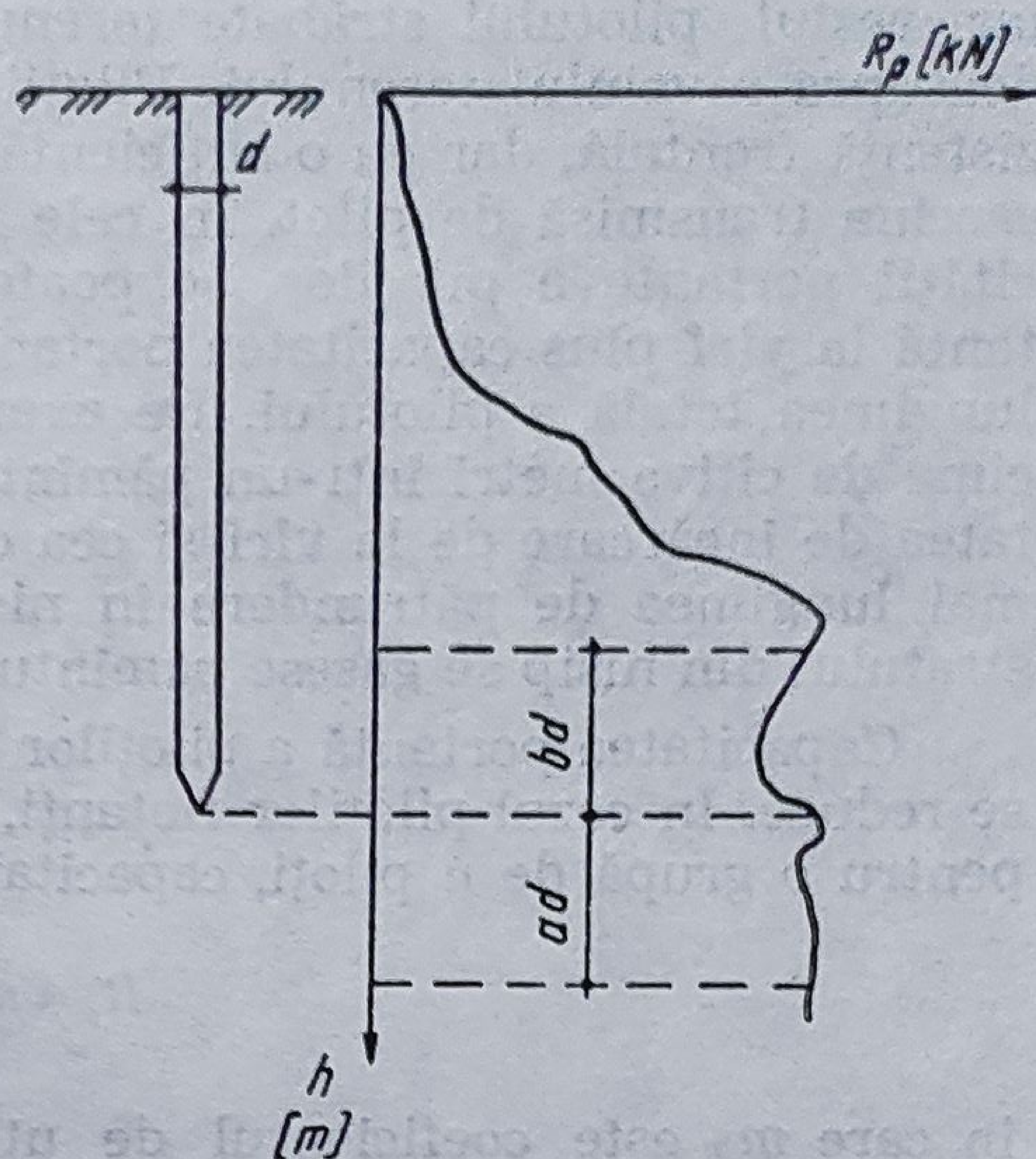


Fig. 16.49. Zona activă a pilotului.

O a doua problemă este aceea ca tipul, respectiv procedeul de înfigere a piloților să ducă la o solicitare a terenului similară cu cea produsă de penetrometru. Din acest punct de vedere, metoda ar putea da rezultate bune la piloți prefabricați sau executați pe loc cu cămășuială bătută, în care și îndesarea betonului se realizează tot prin batere.

O altă problemă discutabilă o constituie și modul diferit de considerare a adîncimii de înfigere în stratul portant.

Durata încărcărilor de probă este mare, iar costul ridicat, ceea ce face ca numărul lor să fie limitat la strictul necesar, urmînd ca în fazele preliminare de proiectare sau cu ocazia verificărilor pe șantier să se folosească rezultatele încercărilor de penetrare (fig. 16.49).

Încercarea de penetrare statică oferă cele mai mari posibilități pentru determinarea capacității portante a piloților, din cauza similitudinii penetrometru-pilot și a modului de determinare a rezistenței terenului pe vîrful pilotului separat de frecarea pe manta.

Pentru stabilirea capacității portante există mai multe metode, care au la bază corelații între rezistențele de penetrare și cele ce se manifestă pe pilot.

Penetrările înlocuiesc încercările statice făcute cu piloți, în condiții foarte bune. Dau rezultate identice cu încercările statice de probă însă au marele avantaj că sînt mai puțin costisitoare, din cauza dimensiunilor mai reduse ale aparatului utilizat.

Capacitatea portantă se poate stabili și pe cale de încărcare statică la 2—3 piloți, respectiv prin penetrare, stabilind raportul acestora :

$$\frac{Q_{real}}{Q_{penetr.}} = K \qquad (16.23)$$

Pentru restul piloților (în aceleași condiții de teren și pilot) rezultă

$$Q_{pilot} = K Q_{penetrare}. \qquad (16.24)$$

Probele de penetrare pot fi utilizate pînă la adîncimi de circa 25 m.

16.1.3.3. **Conlucrarea unui grup de piloți la încărcare verticală.** Așa cum s-a mai amintit, piloții își dezvoltă capacitatea portantă prin vîrf sau prin manta. Piloții care își dezvoltă capacitatea numai prin vîrf sînt *piloți de rezistență,* iar aceia la care rezistența pe vîrf este neglijabilă și au capacitatea portantă numai din cauza frecării pe manta, sînt *piloți flotanți.* Un pilot de rezistență este înfipt cu vîrful într-un teren compact,

iar restul pilotului străbate terenuri moi, neconsistente sau se găsește deasupra nivelului terenului. Piloții flotanți străbat terenuri de mică rezistență frontală, dar cu o suficientă rezistență de frecare pentru a prelua sarcina transmisă de pilot. În cele mai multe cazuri, la calcularea capacității portante a piloților, se poate lua în considerare capacitatea portantă la vîrf plus capacitatea portantă pe manta, cel puțin pe o parte din lungimea totală a pilotului. De exemplu, la un pilot introdus pe o adîncime de cîțiva metri într-un pămînt din nisip, se poate adăuga la capacitatea de încărcare de la vîrf și cea de pe manta, luînd în considerare numai lungimea de pătrundere în nisip, dacă se presupune că deasupra stratului din nisip se găsesc pămînturi neconsistente.

Capacitatea portantă a piloților de rezistență care lucrează în grup nu se reduce. În cazul piloților flotanți, aceștia se influențează nefavorabil și, pentru o grupă de n piloți, capacitatea portantă a unui pilot va fi

$$R_g = m_u R_i, \qquad (16.25)$$

în care m_u este coeficientul de utilizare a pilotului în grup (STAS 2561/3-76) ($m_u = 0,6 \ldots 1,00$).

Acest lucru s-a verificat și prin încercări. La o asemenea încercare s-au așezat piloți în grupă (fig. 16.50), lungimea lor fiind de 15 m, iar diametrul de circa 25 cm.

Capacitatea portantă la aceleași tasări a fost : pentru un pilot încărcat izolat 192 kN, iar pentru piloții în grupă depindea de distanța dintre piloți, și anume :

— pentru $a = 0,7$ m, $R = 120$ kN ;

— pentru $a = 1,25$ m, $R = 185$ kN.

Se poate afirma cu aproximație că, dacă $a \geqslant \frac{1}{10} l$ (unde l este lungimea pilotului), diferența dintre capacitatea portantă a piloților în grupă față de capacitatea piloților considerați izolați dispare.

Din diagramele prezentate în figura 16.51, construite de B. D. Vasiliev pentru doi piloți așezați la diferite distanțe, se constată următoarele : dacă distanța dintre piloți depășește $3d$, tasările a doi piloți se deosebesc relativ puțin față de tasările unui pilot izolat ; la distanță mai mică de $3d$, creșterea tasării a doi piloți devine mare.

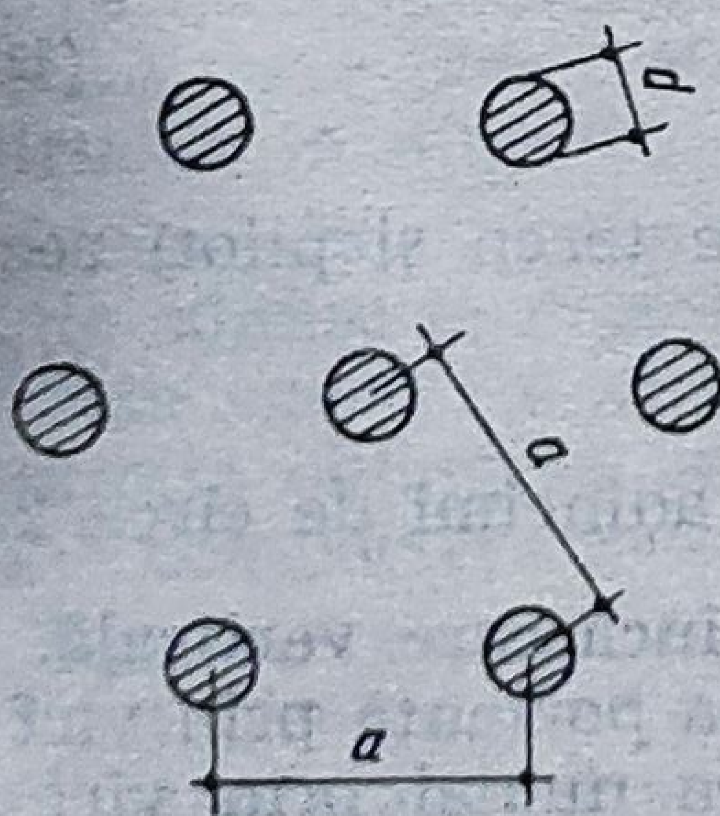


Fig. 16.50. Așezarea piloților în grup.

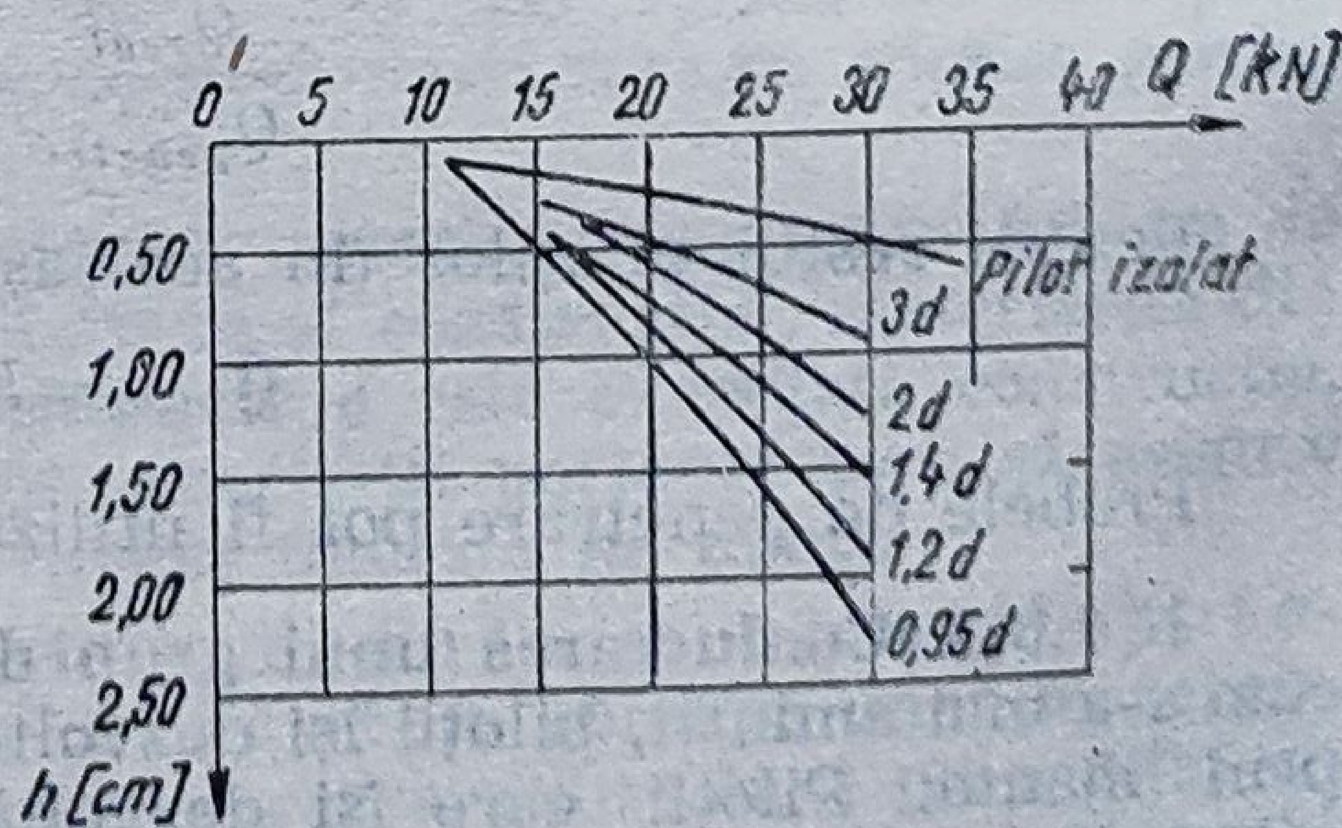


Fig. 16.51. Diagrama pentru stabilirea capacității portante a piloților în grup.

Cercetările conlucrării piloţilor şi datele obţinute asupra extinderii zonei de compactare şi influenţă au permis să se tragă concluzia că, piloţii pot fi consideraţi ca lucrînd izolat cînd distanţele între axele lor sînt egale cu $6d$ sau mai mult. Dacă distanţa dintre axe este mai mică decît $6d$, dar mai mare decît $3d$, atunci există interacţiune între piloţi, însă capacitatea portantă practic nu scade. De aceea, cel mai raţional este ca piloţii să se deplaseze la distanţe între axe cuprinse între $3d$ şi $6d$.

În literatura tehnică se dă un coeficient ξ cu care, înmulţind capacitatea portantă a unui pilot izolat, se obţine capacitatea portantă a unui pilot din grupă:

$$\xi=1-\frac{1}{90}\,\mathrm{arc\,tg}\,\frac{d}{a}\left(2+\frac{m+K}{mK}\right), \tag{16.26}$$

unde:

- d este diametrul pilotului;
- a — distanţa dintre axele piloţilor;
- m — numărul rîndurilor de piloţi;
- K — numărul piloţilor dintr-un rînd.

Pentru stabilirea capacităţii portante a piloţilor izolaţi sau în grup, necesară întocmirii proiectului de execuţie a fundaţiilor pe piloţi, se folosesc încercările pe cale dinamică şi statică ale piloţilor de probă introduşi sau realizaţi pe loc la cota prescrisă.

16.1.3.4. **Comportarea piloţilor la sarcini orizontale.** Deoarece piloţii sînt elemente de construcţie zvelte, ei nu pot prelua sarcini orizontale mari. Pe baza constatărilor experimentale s-a ajuns la unele recomandări practice, şi anume: satisfacerea rigidităţii necesare fundaţiilor pe piloţi este asigurată numai atunci cînd rezultanta tuturor forţelor de durată este înclinată faţă de verticală cu un unghi de maximum 5°. În acest caz, toţi piloţii se pot lua verticali (fig. 16.52, *a*).

În cazul unui unghi făcut de rezultanta forţelor cu verticala de 5 ... 15° se indică folosirea piloţilor înclinaţi (fig. 16.52, *b*). În cazul în care rezultanta tuturor forţelor ce acţionează la nivelul inferior al radierului depăşeşte 15° este necesar a se introduce capre de piloţi (fig. 16.52, *c*). Dacă radierul este jos, caprele se introduc astfel încît în piloţi să se producă numai solicitări axiale.

Pentru a obţine sarcina admisă pe pilotul supus la forţe transversale se folosesc îndeosebi metode experimentale (de probă).

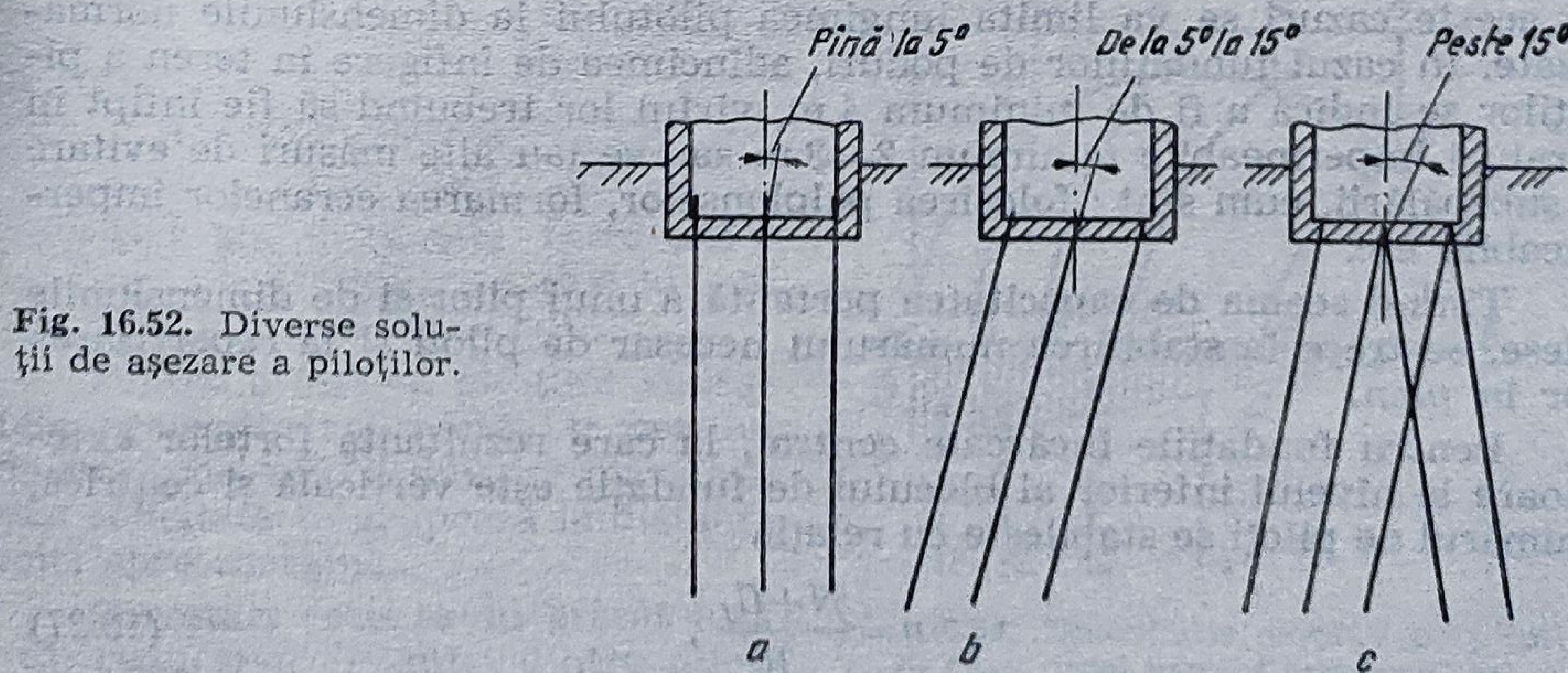


Fig. 16.52. Diverse soluţii de aşezare a piloţilor.

16.1.4. PROIECTAREA FUNDAȚIILOR PE PILOȚI

Proiectarea fundațiilor pe piloți începe cu alegerea tipului de fundație în funcție de destinația și particularitățile construcției. Domeniul de folosire a radierelor înalte (pe piloți înalți) se referă în genere la construcții hidrotehnice ca și la pilele podurilor. Clădirile civile și industriale fundate pe piloți folosesc radiere joase.

Stabilirea variantei radier jos (piloți adînci) sau radier înalt (piloți înalți) ca și operațiile de proiectare, cuprinde următoarele faze de lucru :

— fixarea (în prealabil) a adîncimii de fundare, a dimensiunilor fundației și alegerea felului materialului din care se execută atît fundația cît și piloții, impunîndu-se dimensiunile inițiale ale piloților (secțiune). Tipul și dimensiunile piloților se aleg în funcție de caracteristicile stratificației în care se vor înfige, de nivelul apelor subterane și de mărimea și felul de aplicare a încărcării date de construcție ;

— determinarea numărului de piloți și repartizarea lor ;

— determinarea sarcinilor aferente fiecărui pilot ;

— verificarea rezistenței și eventual a deformațiilor elementelor elastice ale radierului (grinzi, placă etc.) ;

— evaluarea tasărilor sub fundațiile pe piloți ;

— verificarea stabilității fundației împreună cu piloții la lucrările de genul cheiurilor, culeelor de poduri etc. ;

— calculul tehnico-economic asupra variantelor alese, ținînd cont și de cerințele de exploatare a construcției, a simplității și a vitezei de desfășurare a lucrărilor.

Fundația trebuie să fie suficient de înaltă pentru încastrarea piloților. Pentru reazemele de poduri, piloții se încastrează în fundație minimum 1 m.

În cazul piloților din lemn trebuie avut în vedere ca aceștia să fie cu 0,5 m sub nivelul minim al apelor, spre a-i feri de putrezire.

O dată adoptată adîncimea de amplasare a plăcii de fundație se trece la stabilirea lungimii piloților. Lungimea pilotului trebuie să se stabilească ținînd seama atît de condiția de rezistență a pilotului, cît și a pămîntului ; este indicat ca valorile obținute să fie cît mai apropiate. În cazul pămînturilor foarte slabe, tendința de a ajunge pentru capacitatea portantă la valori apropiate din cele două condiții duce adesea la necesitatea folosirii piloților de lungime foarte mare, ceea ce poate fi nerațional. În aceste cazuri se va limita lungimea pilotului la dimensiunile normalizate. În cazul fundațiilor de poduri, adîncimea de înfigere în teren a piloților se indică a fi de minimum 4 m, vîrful lor trebuind să fie înfipt în straturi impermeabile minimum 2—3 m sau se iau alte măsuri de evitare a subspălării, cum sînt : folosirea palplanșelor, formarea ecranelor impermeabile etc.

Ținînd seama de capacitatea portantă a unui pilot și de dimensiunile alese, se trece la stabilirea numărului necesar de piloți și la repartizarea lor în plan.

Pentru fundațiile încărcate central, la care rezultanta forțelor exterioare la nivelul inferior al blocului de fundație este verticală și centrică, numărul de piloți se stabilește cu relația

$$n=\frac{N+G_f}{R}, \tag{16.27}$$

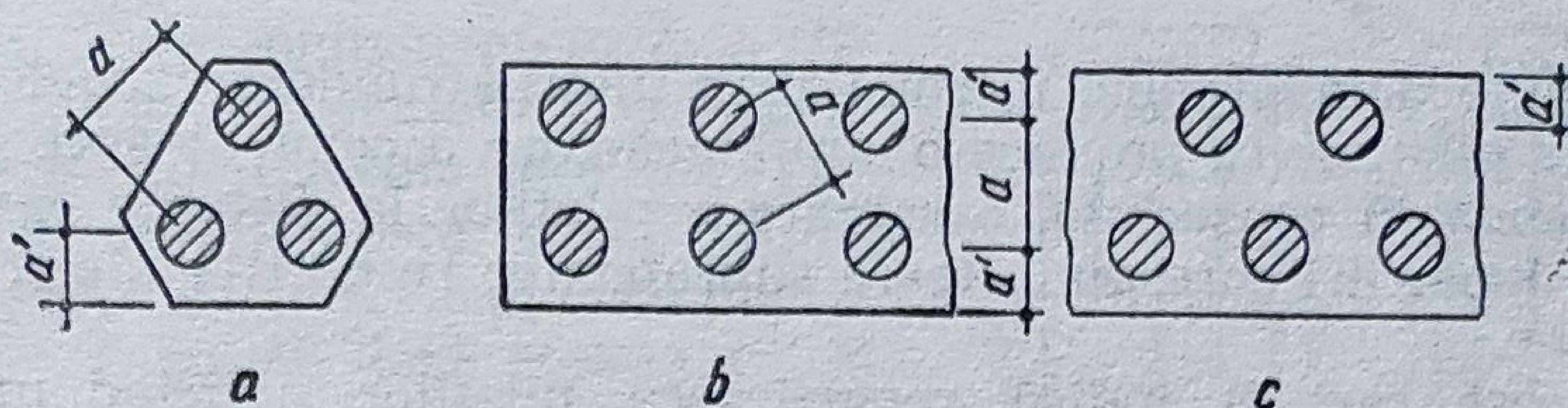


Fig. 16.53. Distribuţia piloţilor în plan :
a — fundaţie izolată ; b şi c — fundaţii în fîşie.

în care :

N este încărcarea verticală totală dată de combinaţia cea mai defavorabilă de încărcări ;

G_f — greutatea probabilă a fundaţiei-radier ;

R — capacitatea portantă a pilotului.

Trebuie satisfăcută condiţia :

$$P_{ef\ max} < R. \tag{16.28}$$

Pentru determinarea dimensiunilor în plan se indică respectarea următoarelor reguli :

— la pămînturi necoezive, distanţa minimă dintre piloţi a să fie de cel puţin $2{,}5d$, iar mai recomandabil $3{,}0d$ (d=diametrul pilotului sau mărimea unei laturi, la piloţii pătraţi) ;

— la pămînturi coezive $a=(3{,}0\ldots3{,}5)\,d$.

Faţă de marginea fundaţiei, piloţii se aşază la distanţa de cel puţin $a'=1{,}5d$ sub o fundaţie izolată (fig. 16.53, a). La o fundaţie în fîşie, piloţii se aşază de regulă în două rînduri (fig. 16.53, b), sau cînd lăţimea fundaţiei este mică, rîndurile se pot aşeza decalate (fig. 16.53, c), iar în cazul piloţilor scurţi chiar pe un singur rînd.

La fundaţii continue, cînd sarcina construcţiei este considerată repartizată uniform, piloţii sînt distribuiţi în şiruri identice şi la aceeaşi distanţă.

În cazul fundaţiilor încărcate excentric, la care componenta verticală V a rezultantei forţelor exterioare are o excentricitate mare, iar componenta orizontală este mică, numărul de piloţi se stabileşte cu relaţia

$$n=\frac{A}{ab}, \tag{16.29}$$

în care :

A este suprafaţa tălpii radierului ;

a şi b sînt distanţele între axele piloţilor ($b=3d$ şi $a=3d\ldots8d$).

Pentru a atribui piloţilor suprafeţe egale din suprafaţa trapezului de presiune, piloţii dinspre marginea mai solicitată se grupează la distanţe mici spre margine.

Cercetări recente au arătat însă că, reducerea distanţei dintre piloţi

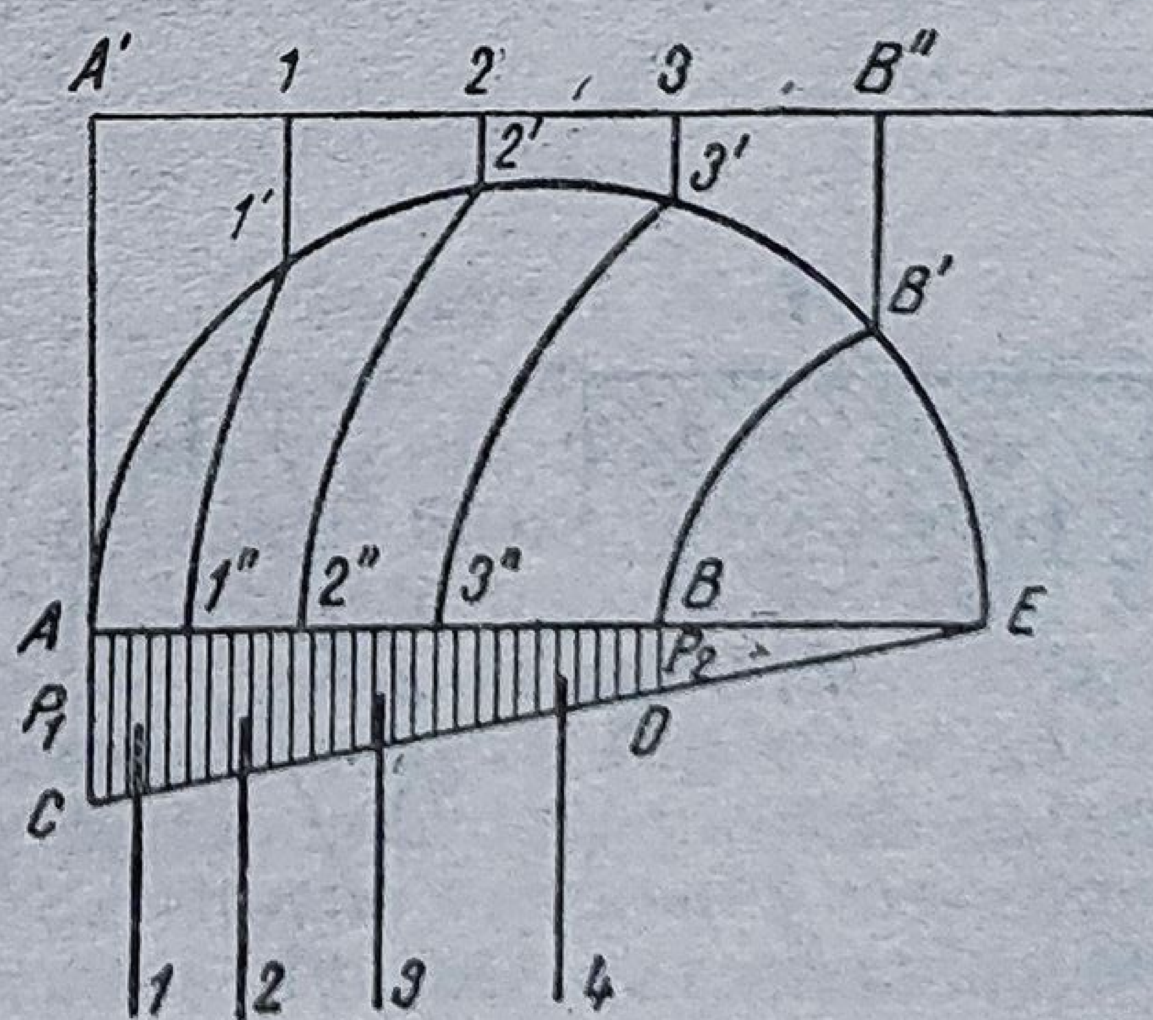


Fig. 16.54. Distribuţia sarcinii pe piloţi în cazul unei sarcini trapezoidale.

are o acţiune defavorabilă, întrucît prin interpătrunderea zonelor de influenţă ale piloţilor se produce o supraîncărcare a celor dinspre margine. Se recomandă în consecinţă, o aşezare a piloţilor la distanţe egale, atribuindu-le încărcări corespunzătoare suprafeţelor respective ale trapezului de presiune.

În acest caz se indică repartizarea piloţilor, aplicînd următorul procedeu :

Se presupune cunoscută diagrama presiunilor pe teren la nivelul tălpii fundaţiei şi se cere ca repartizarea sarcinii să se facă în mod egal asupra piloţilor (fig. 16.54). Problema ce se pune, din punct de vedere geometric, este de a împărţi suprafaţa trapezului (diagrama presiunilor) în părţi egale. Se presupune că ar fi suficienţi patru piloţi. Înmulţind suprafaţa diagramei de presiuni cu distanţa a dintre două şiruri de piloţi, se obţine forţa Q. Cunoscînd capacitatea portantă a unui pilot, se poate stabili numărul de piloţi necesari. În continuare urmează să se împartă suprafaţa $ABDC$ în patru părţi egale. În acest scop se prelungesc cele două segmente de drepte AB şi CD pînă la punctul E. Se desenează pe diametrul AE un semicerc. Punînd vîrful compasului în E, cu raza EB se duce punctul B şi B'. Pe un segment de dreaptă se proiectează prin paralelele AA' $B'B''$ punctele A şi B' de pe cerc, obţinîndu-se punctele A' şi B''. Distanţa $A'B''$ se împarte în atîtea părţi egale cîţi piloţi sînt necesari (în cazul considerat patru). Punctele *1, 2, 3* se proiectează pe cerc şi se obţin punctele $1'$, $2'$, $3'$ care se duc cu arcuri corespunzătoare (al căror centru este în E) pe linia AB. Verticalele duse prin punctele $1''$, $2''$, $3''$, împart suprafaţa trapezoidală în patru părţi egale.

În dreptul centrului de greutate al fiecărei suprafeţe se aşază cîte un pilot. Metoda se aplică pentru piloţi verticali sau cu o înclinare de cel mult 1 : 10.

Repartizarea sarcinii pe piloţi se poate face în mod simplu, cînd radierul se sprijină pe trei piloţi pe diferite direcţii (fig. 16.55, *a*). În toate aceste probleme de repartizare a eforturilor în piloţi se consideră blocul fundaţiei rigid, condiţie care, în marea majoritate a problemelor, este satisfăcută, dat fiind grosimea mare a fundaţiei şi distanţa mică dintre piloţi. Problema de faţă se reduce la descompunerea unei forţe în trei componente după direcţii date. În figura 16.55, *b* este arătat modul cum se face descompunerea : prima oară se descompune forţa Q în componenta *1* şi direcţia auxiliară S (ce uneşte punctele A şi B) ; după aceea se descom-

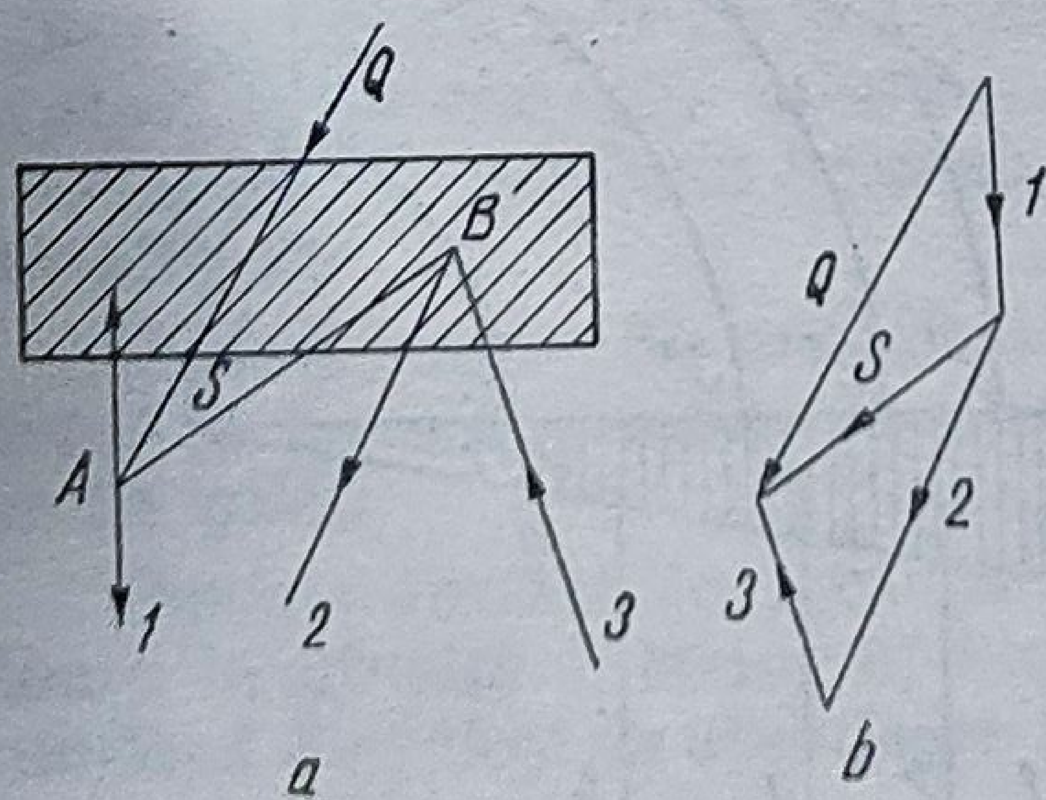


Fig. 16.55. Repartizarea unei forţe concentrate pe trei piloţi.

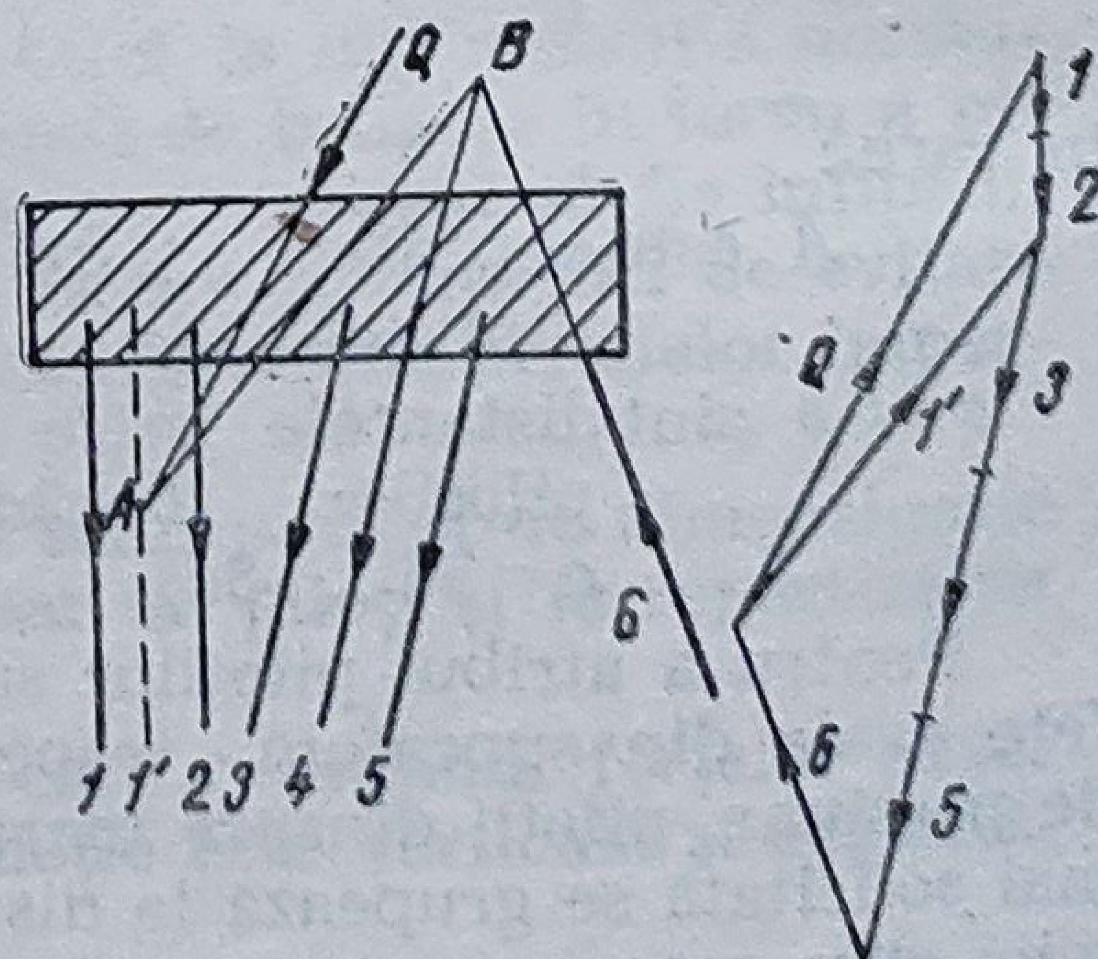


Fig. 16.56. Repartizarea unei forţe concentrate pe un număr mai mare de piloţi.

pune forța S în componentele 2, 3. Piloții 1 și 2 vor fi solicitați la compresiune, iar pilotul 3 la smulgere.

Această metodă este foarte simplă, putînd fi aplicată și în cazul unui număr mai mare de piloți, dacă aceștia pot fi grupați pe trei direcții (fig. 16.56). Piloții de aceeași direcție se înlocuiesc cu unul singur, piloții *1*, *2* cu *1'*, piloții *3*, *4*, *5* cu *4'* și vor fi deci din nou numai trei direcții. Se face descompunerea după cele trei direcții, iar prima componentă se împarte în două părți egale și se obține în felul acesta efortul din piloții *1* și *2* ; componenta a doua se împarte în trei părți egale și se obține efortul din piloții *3*, *4* și *5* etc.

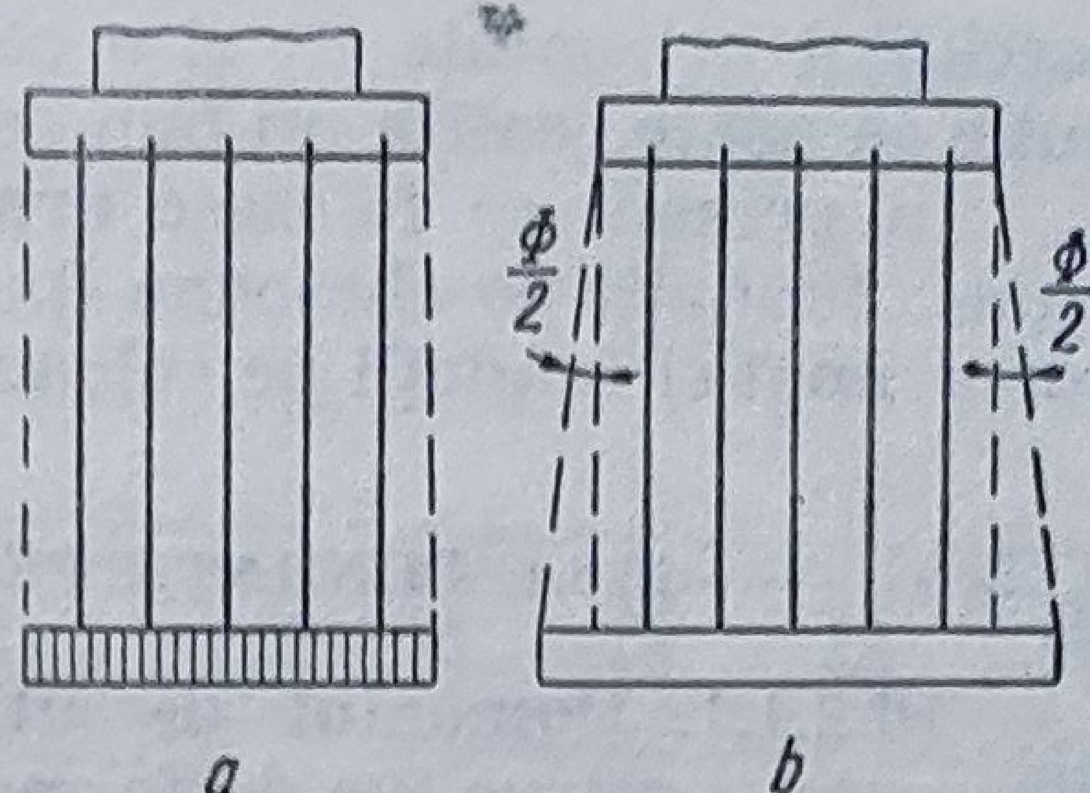


Fig. 16.57. Schema de calcul pentru verificarea tasărilor radierului cu piloți :

a — pentru piloți de rezistență; *b* — pentru piloți flotanți.

Calculul radierelor înalte se face în ipoteza că placa infinit rigidă se sprijină pe stîlpi elastici. Capetele piloților se consideră încastrate rigid în placa radierului, iar vîrfurile încastrate elastic în pămînt. Radierul înalt pe piloți este un cadru spațial complex cu o riglă rigidă, cu încastrare rigidă a capetelor superioare ale piloților și cu o încastrare elastică variabilă a vîrfurilor piloților. O soluționare exactă a acestei probleme, la acțiunea sarcinilor variabile, ținînd cont și de însușirile elastico-plastice ale pămînturilor, este dificilă. De aceea, la elaborarea metodelor de calcul se fac unele simplificări, a căror tratare nu se prezintă în cazul de față. Pentru radierele joase, dimensiunile impuse constructiv sînt în genere suficiente și nu necesită verificări speciale.

Verificarea tasării verticale a fundației pe piloți se efectuează considerînd radierul, piloții și pămîntul dintre piloți ca o fundație de adîncime (fig. 16.57, *a*), adică se folosește o așa-zisă fundație convențională, cu aria egală cu a radierului și sub care se face apoi calculul tasărilor.

Unii autori consideră că este necesar să se mărească suprafața de transmitere a presiunii pe teren la nivelul vîrfului piloților prin repartizarea presiunii sub unghiul $\Phi/2$ (fig. 16.57, *b*).

16.2. FUNDAȚII DE MARE ADÎNCIME

În cazul unor fundații grele, acționate de încărcări verticale și orizontale importante, rezemarea sigură ca și asigurarea unei bune stabilități se realizează, de obicei, prin alegerea straturilor de fundare celor mai compacte care se găsesc uneori la mari adîncimi. În cazul pilelor de poduri, necesitatea coborîrii nivelului de fundare este impusă de multe ori și de condiția de evitare a subspălărilor prin acțiunea curenților de apă. De foarte multe ori apar situații cînd straturile bune de fundare se găsesc la adîncimi așa de mari încît sistemele de fundații descrise pînă în prezent nu ar putea fi aplicate. În astfel de situații se impune executarea fundațiilor prin procedee speciale, folosindu-se fundații de mare adîncime.

La calculul acestor fundații este posibil să se țină seama și de rezistența pămîntului pe suprafețele laterale ale fundației, atît la preluarea

sarcinilor orizontale cît și a celor verticale. Prin măsuri speciale de execuție se poate realiza un bun contact între fundație și terenul înconjurător.

În prezent se folosesc următoarele tipuri de fundații de mare adîncime : fundații pe chesoane (puțuri) deschise, fundații pe chesoane cu aer comprimat și fundații pe coloane.

16.2.1. FUNDAȚII PE CHESOANE (PUȚURI) DESCHISE

16.2.1.1. **Domeniul de utilizare.** Chesoanele deschise (puțurile) sînt elemente constructive de forma unor cutii fără fund, cu pereți rigizi, care pătrund în pămînt prin greutate proprie, pe măsura excavării pămîntului din interior.

Cînd stratul bun de fundare se află la adîncime mare și sub nivelul apei subterane, realizarea unei fundații directe cu mijloace obișnuite (săpătură taluzată sau sprijinită, epuismente etc.) este legată de dificultăți de execuție și necesită un timp îndelungat.

Fundațiile pe chesoane se utilizează în construcții civile, industriale și, de asemenea, în construcțiile fluviale și maritime, asigurînd străbaterea unor straturi de pămînt slabe sau afectate de afuiere. Chesoanele deschise sînt indicate pentru fundarea în rîuri și căi navigabile, acolo unde terenul este constituit predominant din argile moi, prafuri, nisipuri sau pietrișuri, deoarece acestea pot fi ușor excavate prin dragare din puțuri deschise și nu opun rezistență mare prin frecare laterală în timpul coborîrii chesonului.

Sistemul de fundare pe puțuri deschise este aplicat din timpurile cele mai vechi. Astfel se găsesc exemple în literatura de specialitate din care rezultă că în India metoda s-a folosit cu peste 2 000 de ani înaintea erei noastre, la executarea fundațiilor pe malurile apelor, în terenuri foarte slabe de fundare.

Acest sistem dă rezultate bune și acolo unde folosirea metodei pe piloți devine inaplicabilă din cauza dificultăților întîmpinate în teren (bolovăniș, blocuri de piatră, obstacole diferite etc.).

16.2.1.2. **Descriere și elemente constructive.** Secțiunea transversală a chesoanelor deschise este variată. Dacă sînt circulare, au diametre de 1 . . . 1,5 m pînă la 6 m, în cazuri excepționale chiar mai mult. De obicei, puțurile se amplasează la intersecția zidurilor, în punctele de concentrare a eforturilor (fig. 16.58).

Uneori chesoanele au formă pătrată, rectangulară, ovală, cu sau fără casete (fig. 16.59). Forma și dimensiunile în plan sînt dictate de construcția care urmează a se ridica deasupra.

Alteori, chesoanele deschise se folosesc nu numai ca elemente de fundații, ci și pentru realizarea părții subterane a construcției. În asemenea cazuri, corpul chesonului după ce a ajuns la cotă, nu se mai umple cu beton, ci i se dă o anumită destinație (de exemplu : casa mașinilor la turnul-elevator al silozurilor, garaj subteran etc.). În secțiune verticală, chesoanele deschise pot avea fața exterioară a pereților dreaptă, dreaptă cu retragere sau teșită (fig. 16.60, *a*, *b* și *c*). Avantajele primului tip îl constituie posibilitatea utilizării aceluiași set de cofraje pe întreaga înălțime. În schimb, frecarea pe suprafața laterală este foarte mare. La chesoanele cu fața exterioară dreaptă cu retrageri, frecarea este mult mai redusă. Pentru a o micșora și mai mult se poate injecta apă sub presiune în spațiul dintre cheson și pămînt sau se poate umple acest spațiu cu o suspensie din argilă (fig. 16.61).

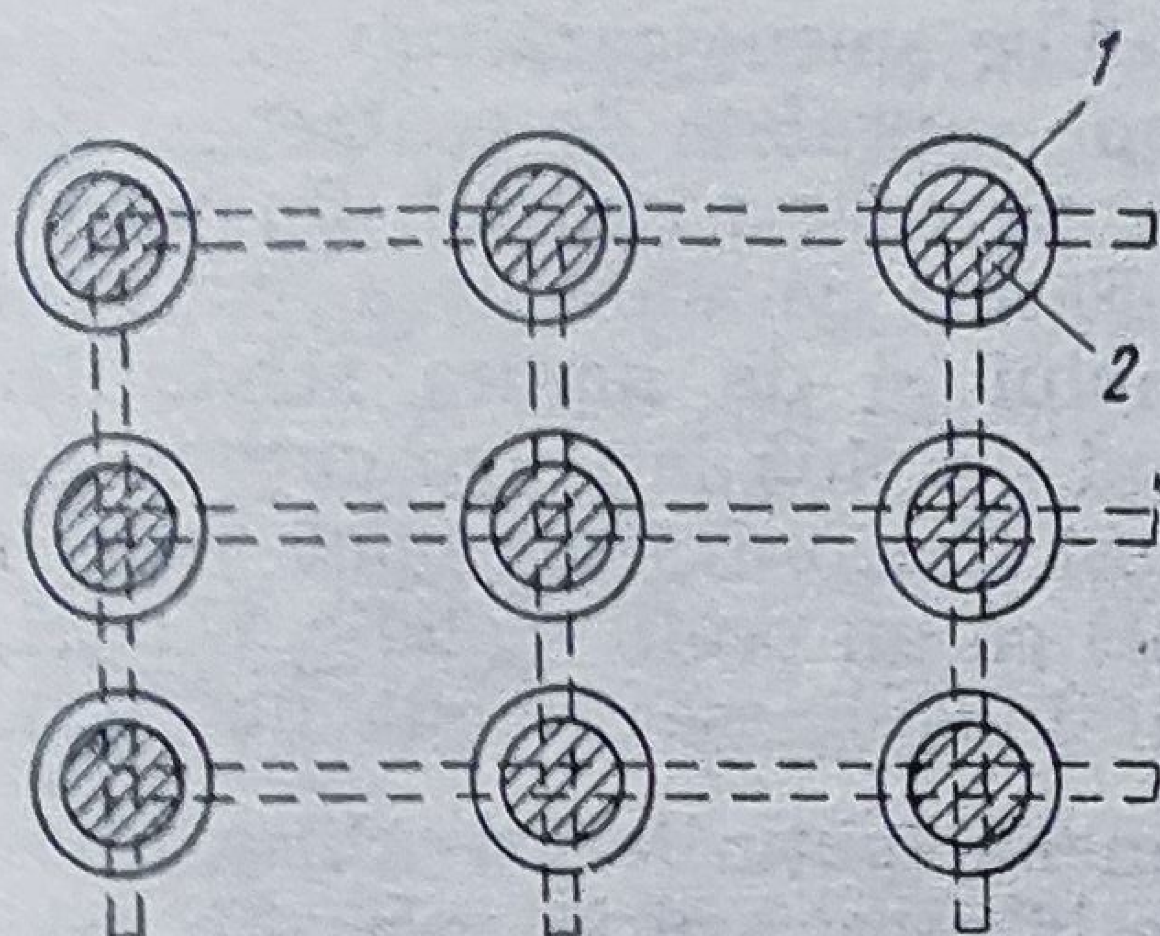


Fig. 16.58. Fundarea unei clădiri pe puțuri :
1 — puț; 2 — umplutură din beton.

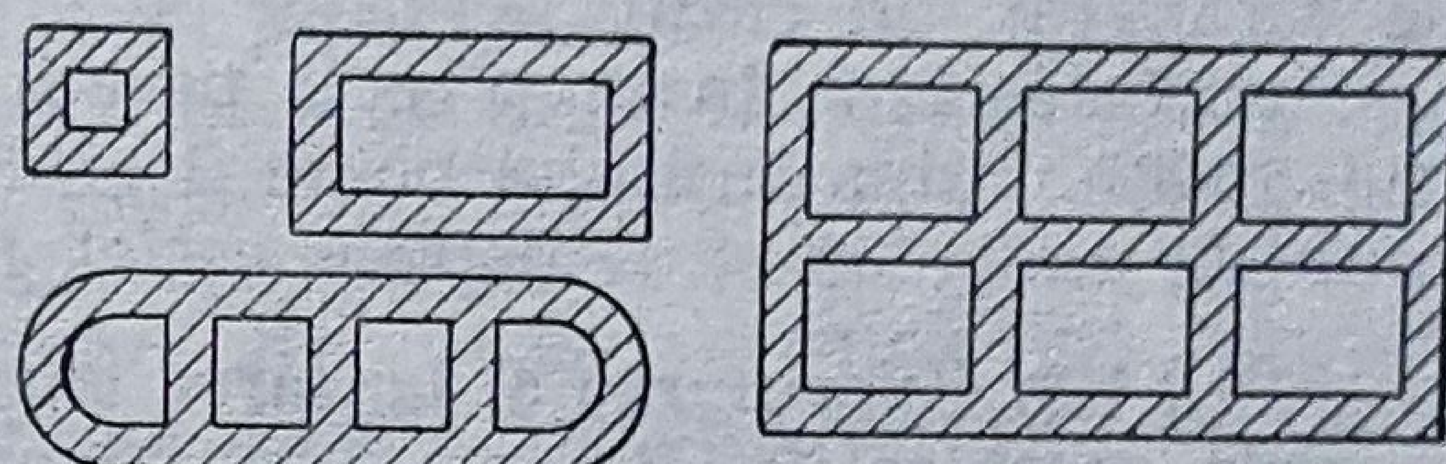


Fig. 16.59. Chesoane deschise în secțiune orizontală.

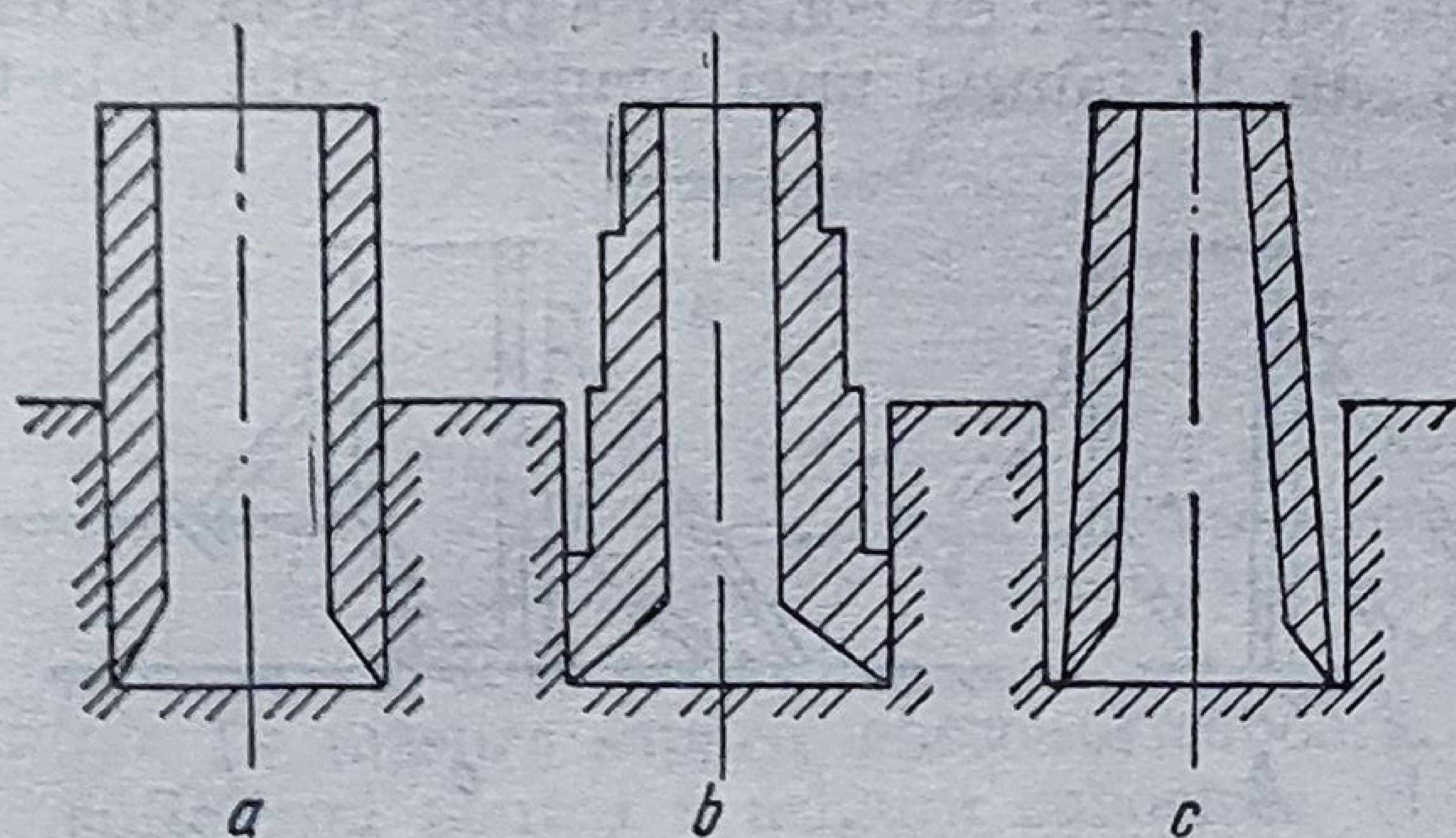


Fig. 16.60. Chesoane deschise în secțiune verticală.

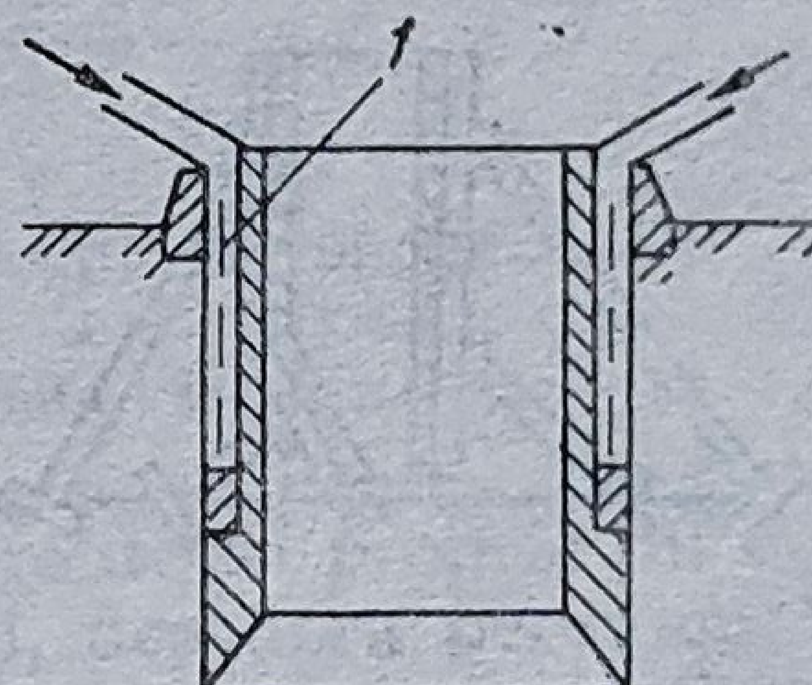


Fig. 16.61. Cheson deschis prevăzut cu instalație de injectat argilă :
1 — suspensie de argilă.

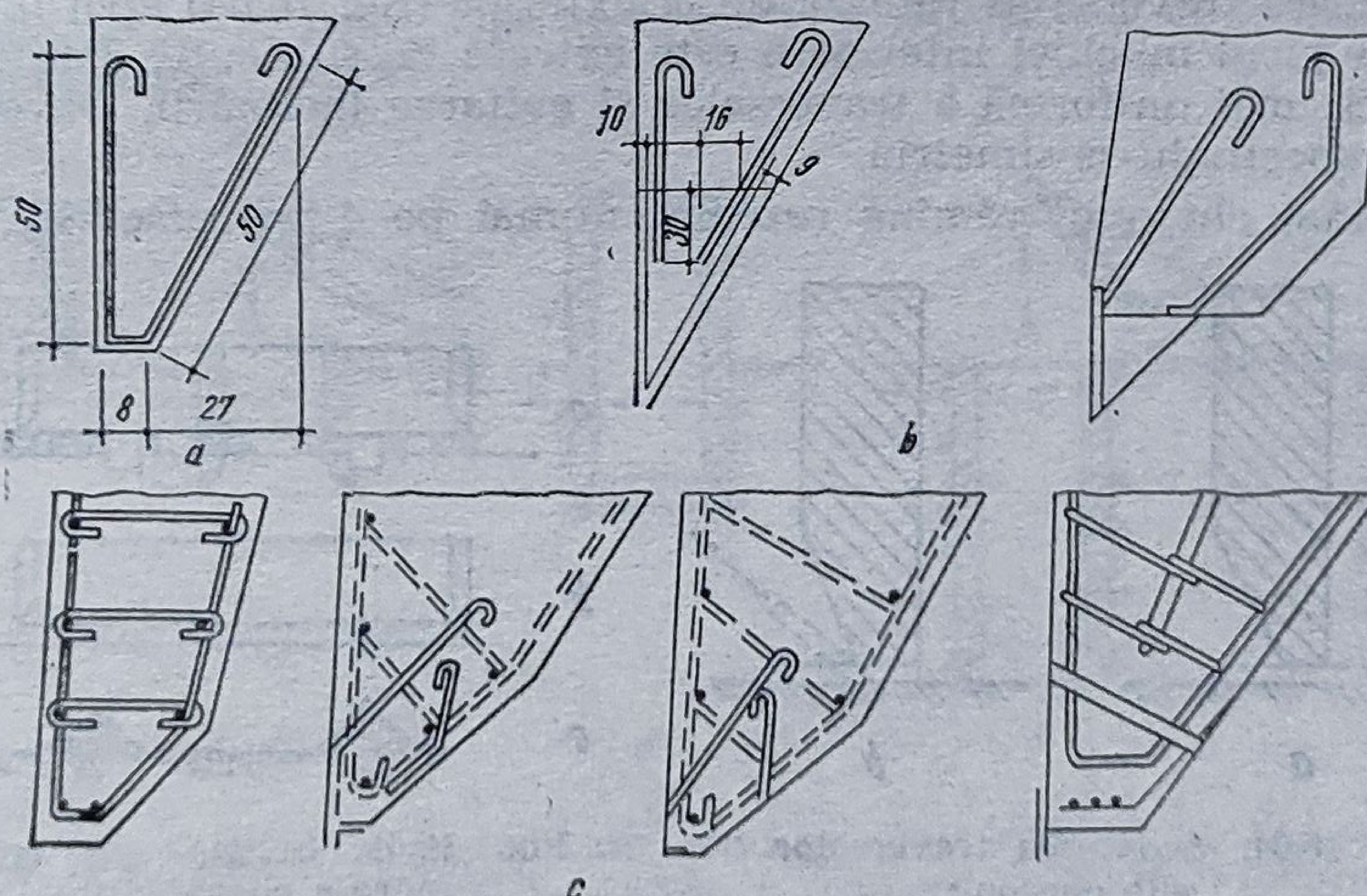


Fig. 16.62. Detalii de cuțit :
a — în terenuri medii; b — în terenuri tari; c — în terenuri moi.

Partea inferioară a pereților chesonului se amenajează sub formă de cuțit, pentru ca, datorită presiunilor mari pe suprafața de contact cu pămîntul, să fie mai ușor învinsă rezistența pe care pămîntul din planul tălpii o opune la înaintarea chesonului. Forma și alcătuirea cuțitului depind de dimensiunile pereților chesonului și de natura straturilor de străbătut. În cazul pereților cu grosimi de pînă la 0,8 m cuțitul are o singură teșitură, în timp ce la pereții groși sînt prevăzute două teșituri (fig. 16.62). Talpa cuțitului poate fi protejată cu un profil metalic. Uneori, profilele metalice sînt dispuse astfel încît îndeplinesc funcția de cuțit.

16.2.1.3. **Executarea și lansarea chesoanelor (puțurilor) deschise.** Chesoanele deschise pot fi executate și lansate la uscat sau în apă.

În cazul în care execuția are loc la uscat, se deschide o săpătură pînă la circa 0,50 m deasupra nivelului apei subterane. Apoi, pe conturul pereților se dispun grinzi scurte (traverse) deasupra cărora se ridică cofrajul primului tronson al chesonului. În figura 16.63 se arată trei modalități de susținere a cofrajului cuțitului : cu contrafișe (fig. 16.63, *a*), de taluzul debleului (fig. 16.63, *b*) sau de taluzul unei umpluturi din balast (fig. 16.63, *c*).

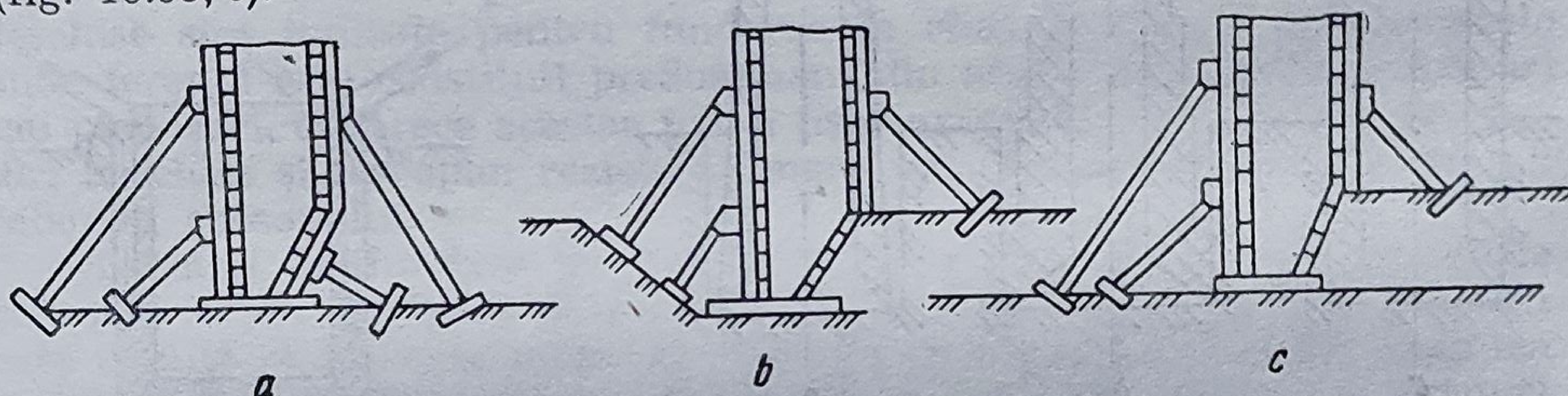


Fig. 16.63. Variante de susținere a cofrajului cuțitului :
a — cu contrafișe; *b* — de taluzul debleului; *c* — de taluzul unei umpluturi de balast.

După montarea armăturilor se toarnă betonul pe înălțimea primului tronson. La circa 10 ... 15 zile de la turnare se decofrează. Pentru a începe coborîrea chesonului trebuie în prealabil scoase traversele de sub cuțit. Fiecare traversă se retează de la exterior (fig. 16.64) apoi prin pendulare în jurul muchiei interioare este extrasă de sub cuțit. Pentru o încărcare cît mai uniformă a traverselor și evitarea înclinării, traversele se extrag respectîndu-se simetria.

În final chesonul rămîne rezemat numai pe 4 traverse (fig. 16.65).

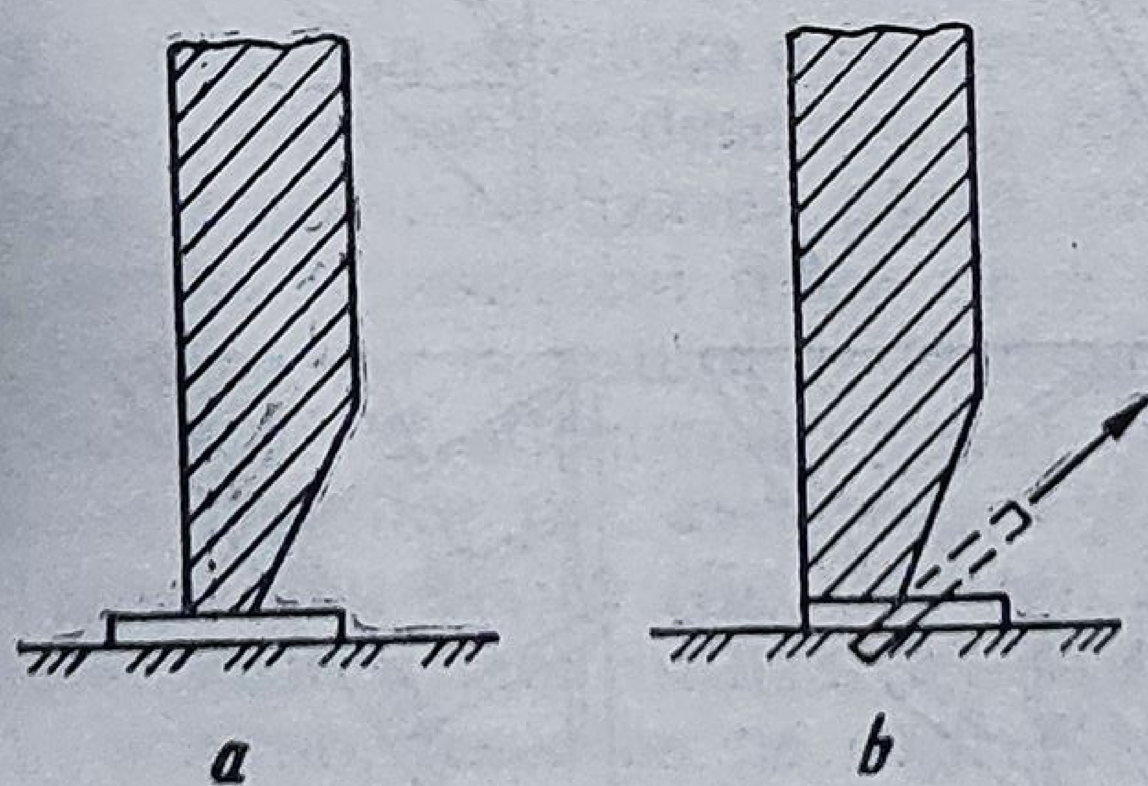


Fig. 16.64. Scoaterea traverselor de sub cheson :
a — traversa sub cuțit; *b* — traversa se scoate de sub cuțit.

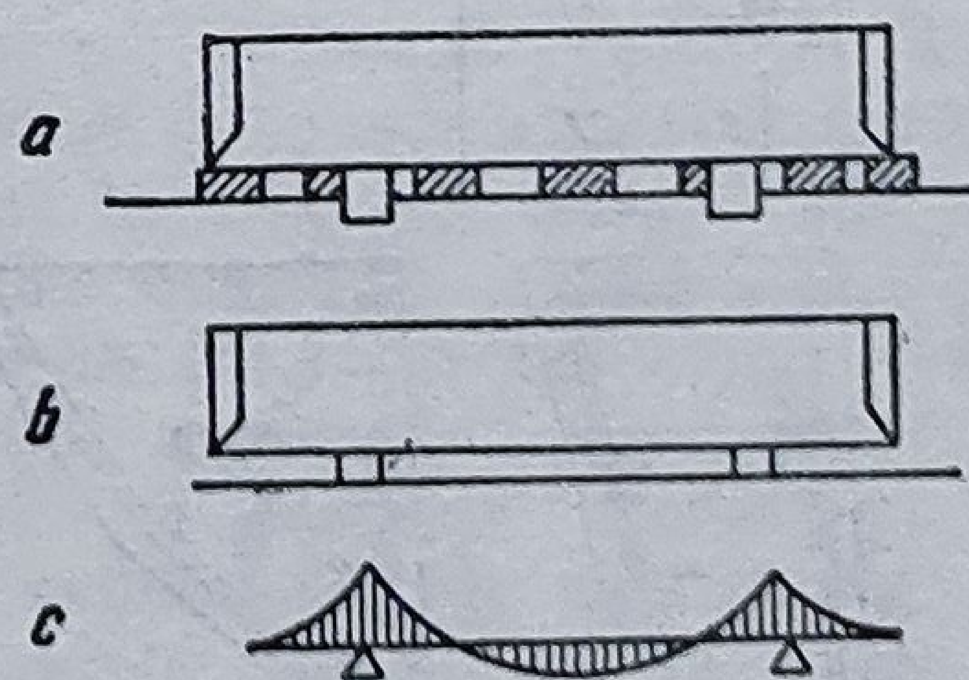


Fig. 16.65. Schema de rezemare a chesonului :
a — rezemarea inițială; *b* — rezemare pe patru traverse; *c* — diagrama de momente.

Pereții chesonului trebuie verificați la solicitările care apar în această condiție de rezemare. Ultimele patru traverse se extrag deodată. Cuțitul venind în contact cu pămîntul, chesonul pătrunde prin proprie greutate pe o anumită adîncime. Apoi, este necesară săparea pămîntului din interior pentru coborîrea în continuare a chesonului.

Săparea se poate executa mecanic (cu graifăr, prin hidromecanizare etc.) sau manual, dacă dimensiunile în plan ale chesonului (și deci volumul de excavat) sînt reduse, iar cantitatea de apă infiltrată este mică. Săparea se face de la centru spre periferie, respectîndu-se simetria. În figura 16.66 sînt arătate trei tipuri de săpături sub cuțit, care se aplică în diferite condiții de teren : nisipuri (fig. 16.66, *a*), pămînturi argiloase fig. 16.66, *b*) și pămînturile compacte (argile tari, marne etc.) în figura 16.66, *c*.

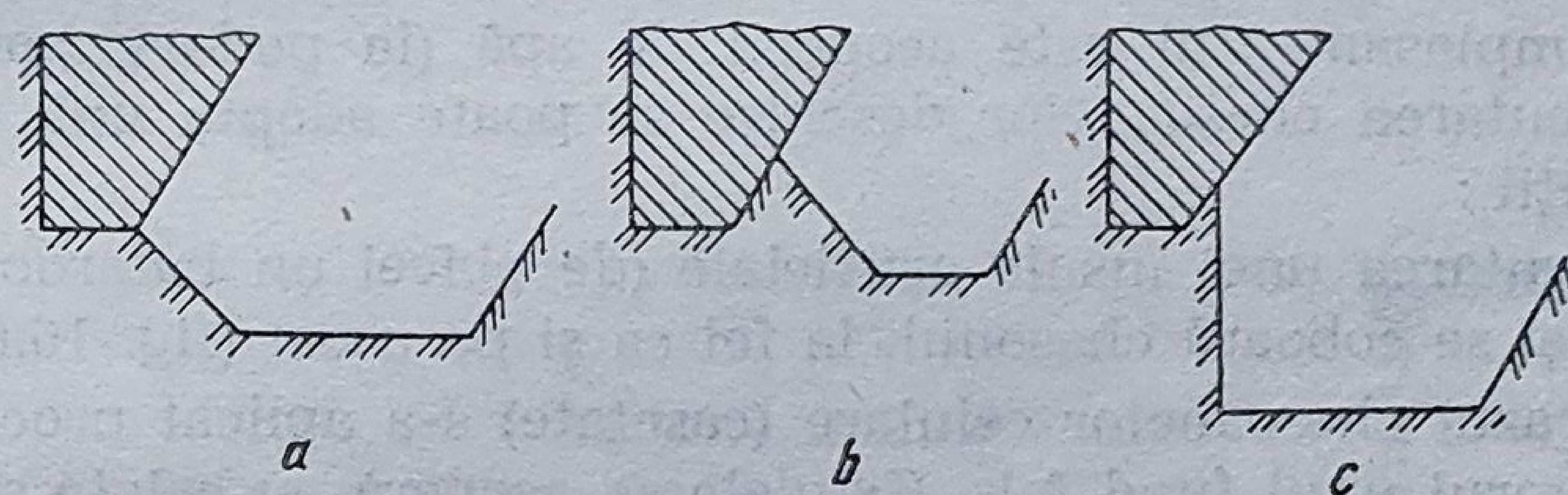


Fig. 16.66. Diferite moduri de săpare sub cuțit în funcție de natura terenului :
a — nisipuri; *b* — pămînturi argiloase; *c* — pămînturi compacte.

Pe măsura săpării, chesonul coboară. Dacă greutatea proprie nu este suficientă pentru a asigura coborîrea chesonului, deasupra pereților se amenajează o platformă pe care se pune un lest. După coborîrea chesonului pe adîncimea corespunzătoare înălțimii primului tronson, se întrerupe săparea și se toarnă în cofraje cel de-al doilea tronson. După întărirea betonului și decofrare se reia ciclul. La atingerea cotei de fundare prescrise se betonează întregul spațiu interior sau, dacă acestuia i se dă o utilizare, numai un dop din beton la baza chesonului. În figura 16.67 sînt arătate principalele faze de execuție a săpăturii și de lansare ale unui cheson executat la uscat.

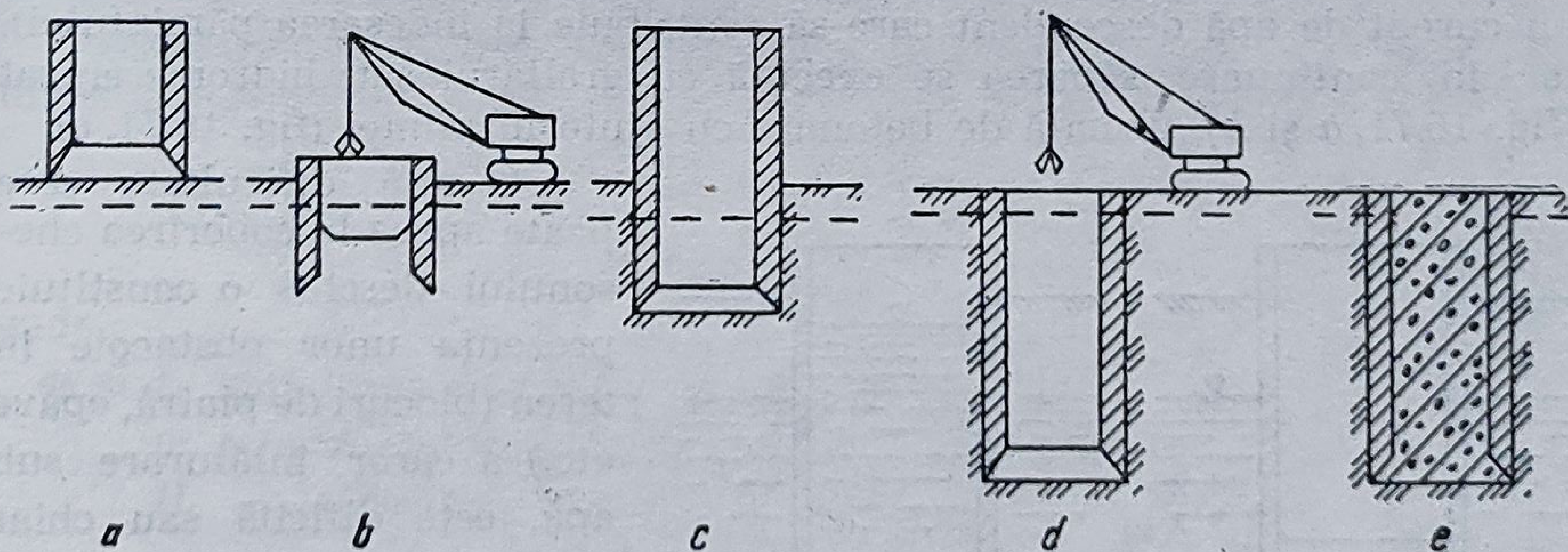


Fig. 16.67. Fazele de execuție ale unei fundații sub formă de cheson deschis :
a — execuția cuțitului și a primului tronson; *b* — săparea cu graifărul concomitent cu coborîrea primului tronson; *c* — turnarea celui de-al doilea tronson; *d* — coborîrea la cotă; *e* — betonarea chesonului.

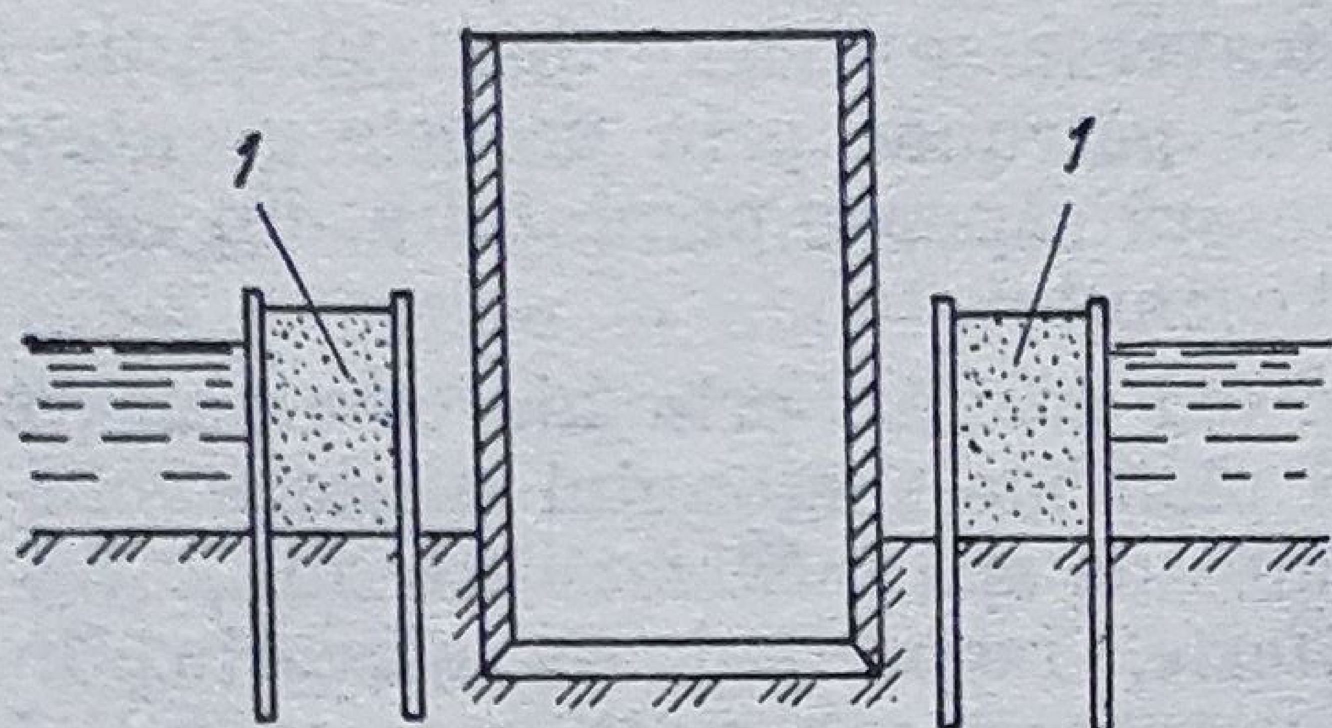


Fig. 16.68. Cheson deschis executat la fața locului prin executarea unui batardou :
1 — batardou.

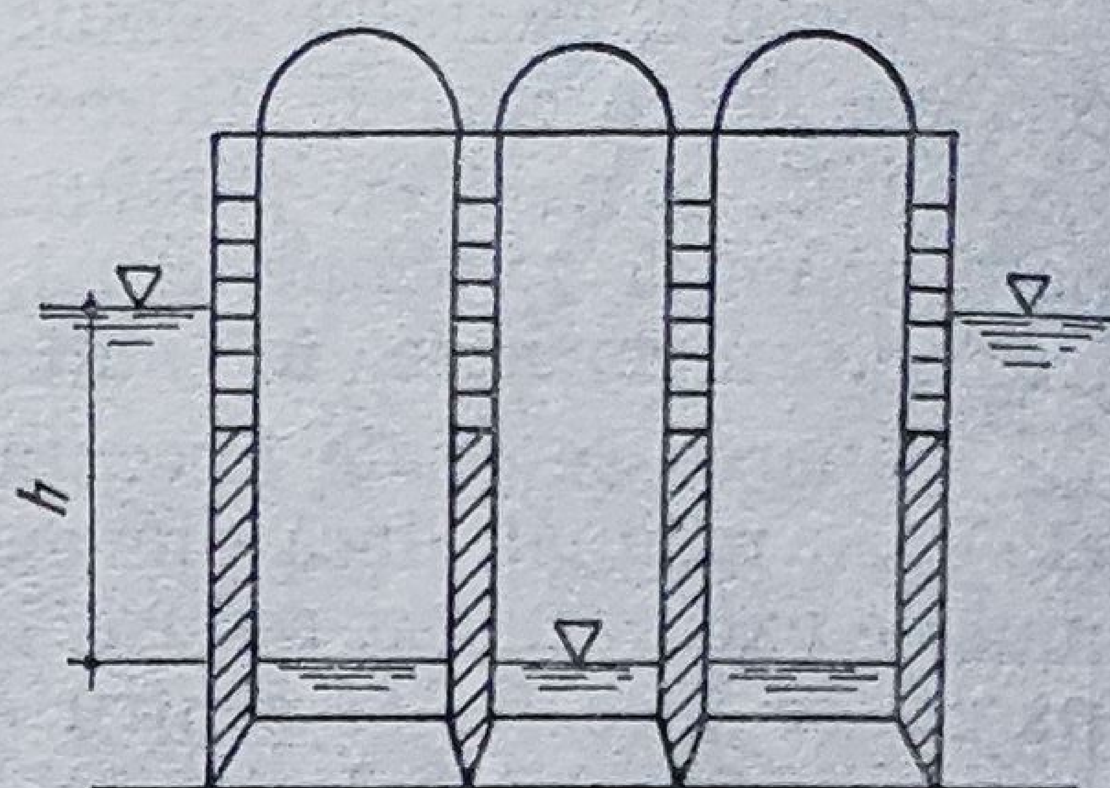


Fig. 16.69. Chesoane deschise lansate prin plutire cu ajutorul unui fund fals.

Cînd amplasamentul este acoperit de apă (la poduri, porturi etc.), pentru executarea chesoanelor deschise se poate adopta una din următoarele soluții :

— executarea unei insule artificiale (de obicei un batardou) pe care se execută și se coboară chesonul, la fel ca și pe uscat (fig. 16.68) ;

— în cazul chesoanelor celulare (casetate) s-a aplicat procedeul plutirii cu ajutorul unui fund fals. Celulele se acoperă cu calote sferice metalice, prinse etanș de pereții chesonului. Înăuntru se introduce aer comprimat care menține în interiorul celulelor un nivel de apă mai scăzut decît în exterior. Odată chesonul ajuns la locul de coborîre, se reduce presiunea din interior, apa se ridică, iar chesonul coboară (fig. 16.69).

Principala problemă la coborîrea chesoanelor deschise, indiferent de mijlocul care se utilizează, este asigurarea unei perfecte verticalități a chesonului. Înclinarea chesonului duce la înțepenirea acestuia în pămînt. Există de asemenea riscul ca, datorită frecării mari, chesonul să rămînă suspendat, în loc de a mai rezema, prin intermediul cuțitului, pe pămîntul de la bază. Săparea hidromecanizată (de pildă cu hidroelevatorul) sub nivelul apei, în nisipuri, nisipuri fine prăfoase, prafuri nisipoase, poate produce antrenarea hidrodinamică a pămîntului de sub cuțitul chesonului. În asemenea situații, săparea trebuie încetată, chesonul se umple cu apă la o cotă mai ridicată (fig. 16.70) decît a apei din jur (pentru a determina un curent de apă descendent care să contribuie la îndesarea pămîntului), iar în continuare săparea se execută cu graifărul sau hidromecanizat (fig. 16.71, *a* și *b*), urmată de betonare cu ajutorul pîlniei (fig. 16.71, *c*).

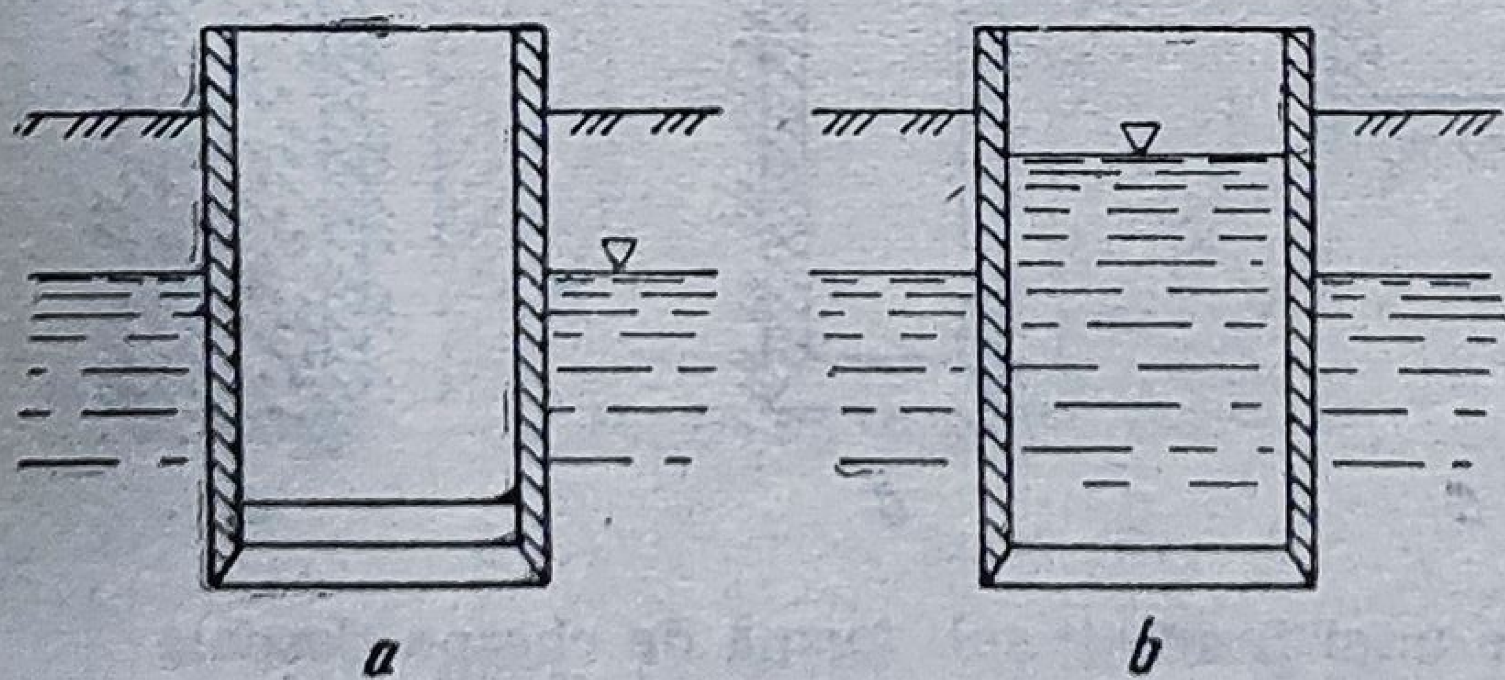
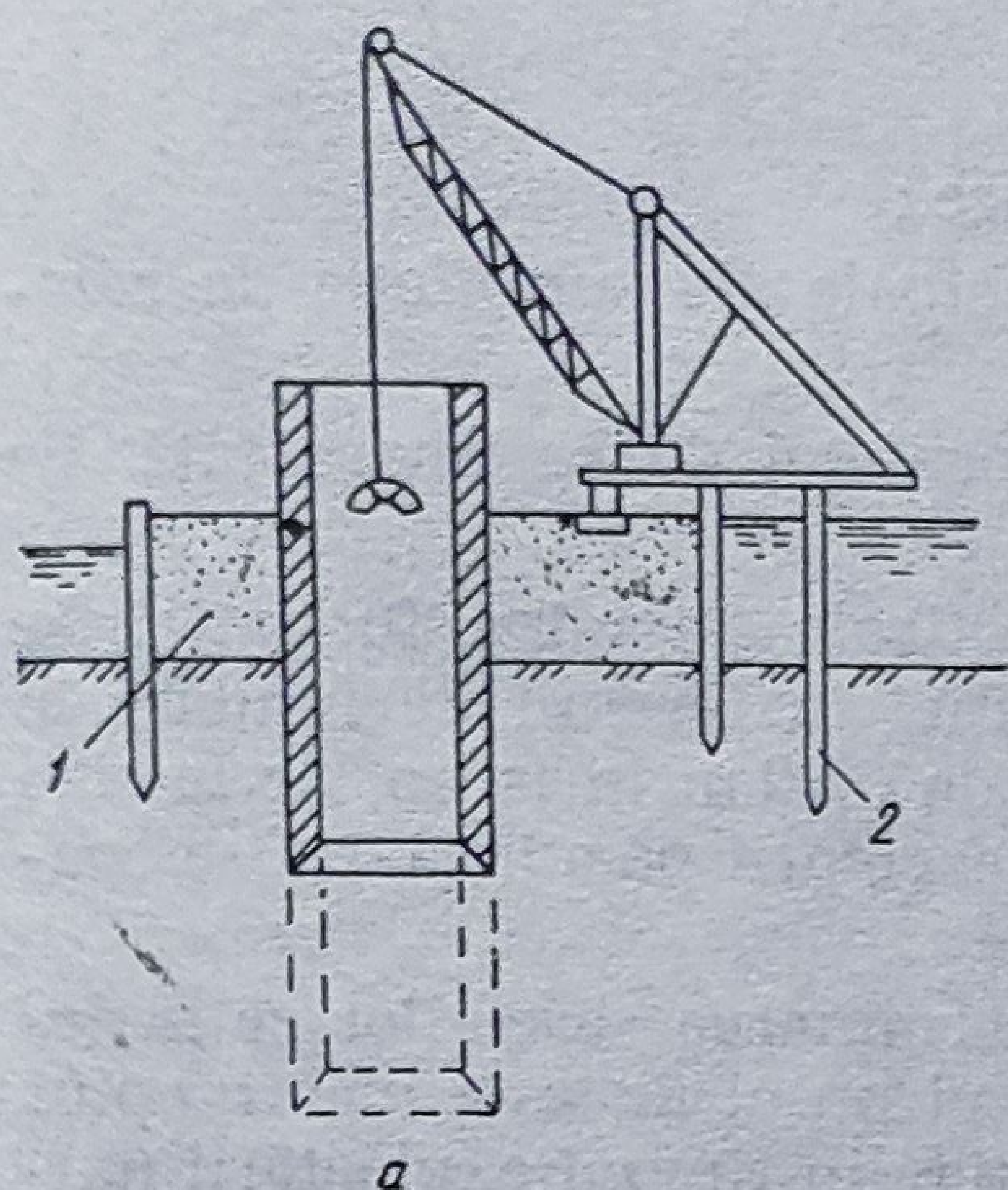
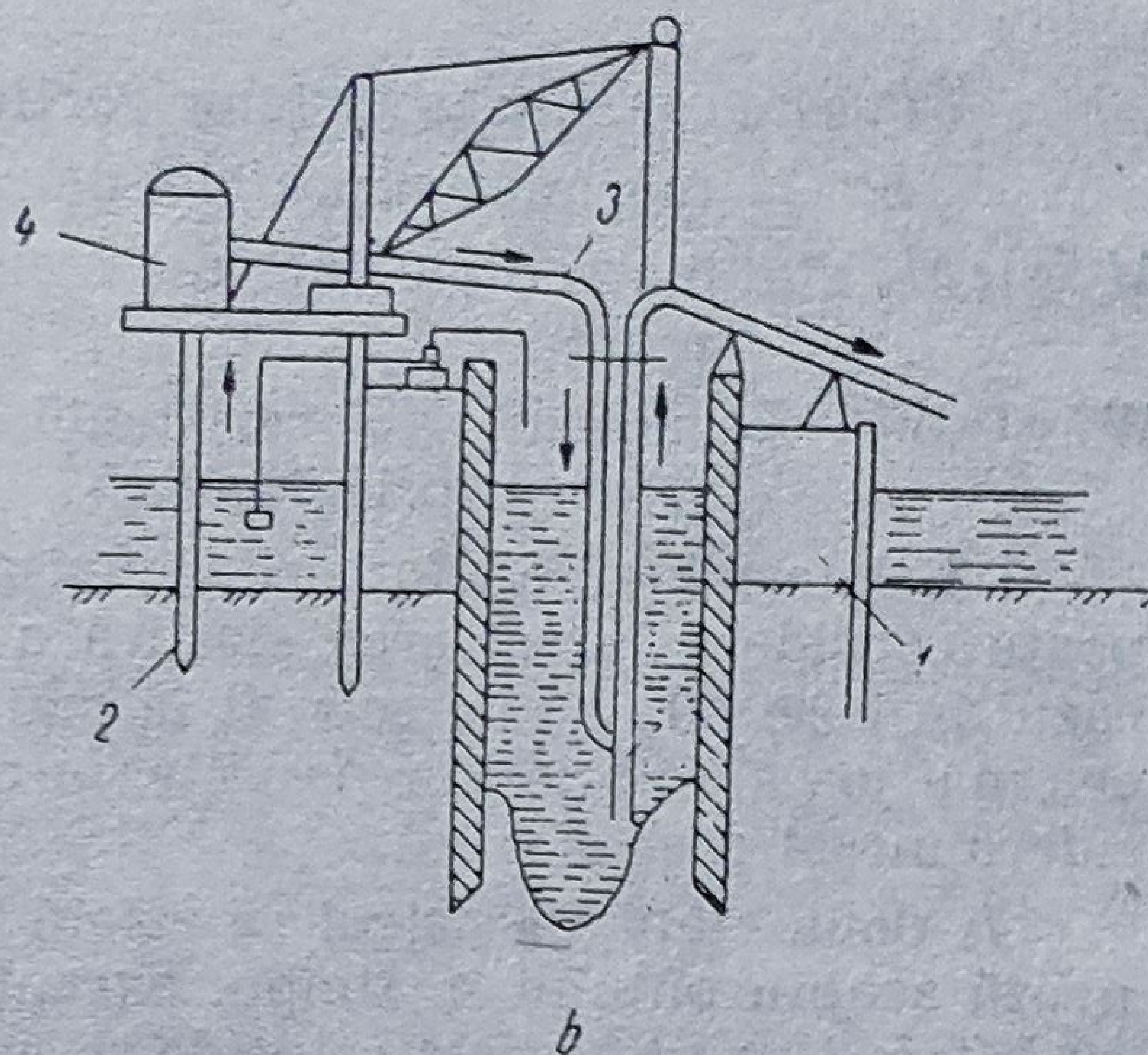


Fig. 16.70. Executarea săpăturilor într-un puț : *a* — eliminarea apei direct; *b* — formarea unui curent de apă invers.

O altă dificultate care poate apare la coborîrea chesonului deschis o constituie prezența unor obstacole în teren (blocuri de piatră, epave etc.) a căror înlăturare sub apă, este dificilă sau chiar imposibilă. O soluție în aceste situații o constituie transformarea chesonului deschis în cheson cu aer comprimat.





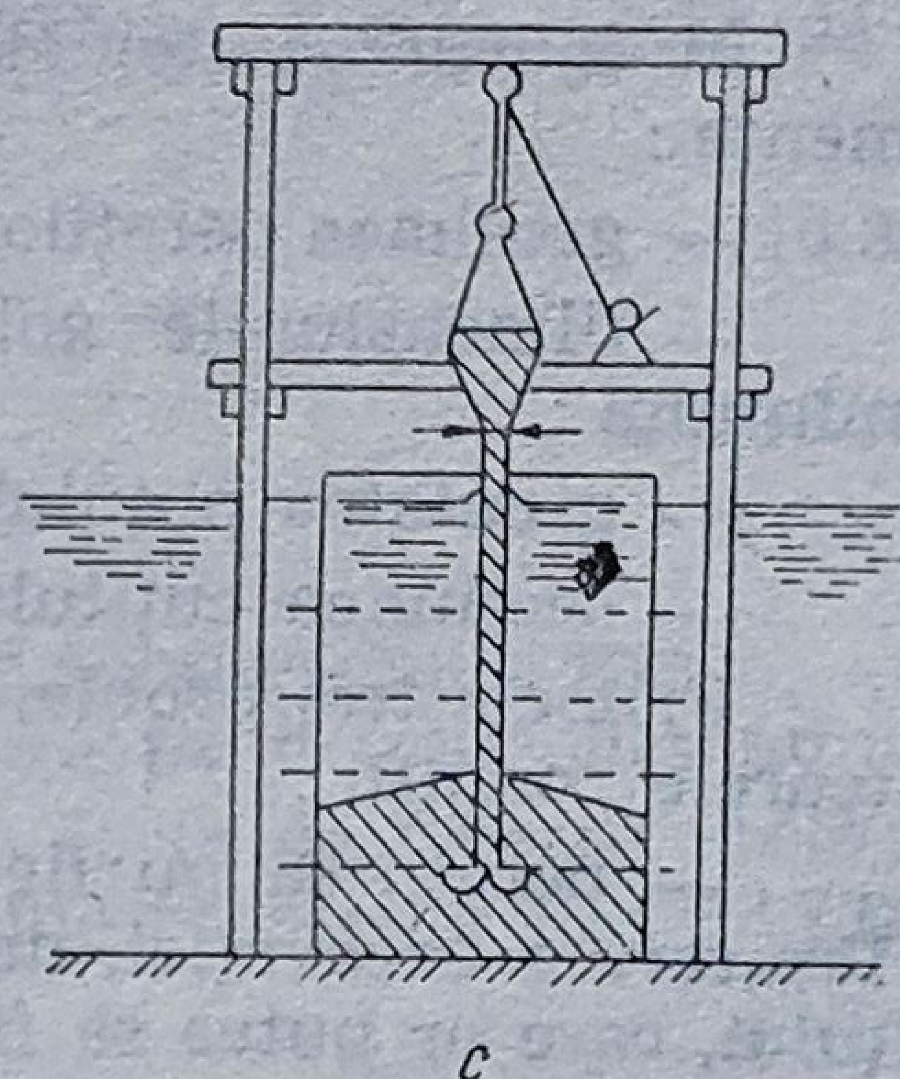


Fig. 16.71. Săparea cu graifărul, săparea hidromecanizată și betonarea :

a — săparea sub apă cu graifăr; *1* — batardou; *2* — pilot; *b* — săparea hidromecanizată sub apă într-un cheson deschis; *1* — batardou; *2* — pilot; *3* — hidroelevator; *4* — stație de pompare; *c* — betonarea sub apă cu pîlnie fixă.

16.2.1.4. **Calculul chesoanelor (puțurilor) deschise.** Calculul puțurilor se face în două etape. În prima etapă, calculul întregii fundații se referă la starea de exploatare și se desfășoară ca în cazul unei fundații rigide ; se alege adîncimea de fundare, se determină mărimea presiunii admise și se verifică dimensiunile fundației.

Dimensiunile în plan ale puțului (a și b) se determină în funcție de dimensiunile construcției :

$$a=a_0+2mH,$$

$$b=b_0+2mH, \tag{16.30}$$

unde :

a_0 și b_0 sînt dimensiunile în plan ale construcției ;
m este fructul peretelui exterior al puțului ;
H — adîncimea de coborîre a puțului.

Eforturile pe teren se determină cu relația

$$p_{1,2}=\frac{\Sigma P}{S}\pm\frac{M_x}{W_x}\pm\frac{M_y}{W_y}, \tag{16.31}$$

unde :

ΣP este rezultanta forțelor verticale ;

S — mărimea suprafeței de rezemare ;

M_x și M_y sînt momentele față de axele principale ale suprafeței de rezemare ;

W_x și W_y — modulii de rezistență ai suprafeței de rezemare față de axele ei principale.

La determinarea eforturilor unitare verticale pe talpa fundației, se poate considera încastrarea elastică a fundației în terenul de fundare în cazul în care puțul este coborît la mai mult de 5,00 m în teren, de la cota cea mai joasă a afuierilor posibile. În cazul rezemării pe stîncă, nu se consideră încastrarea elastică.

A doua etapă de calcul se referă la determinarea sarcinilor ce acționează asupra puțului în timpul execuției, cînd puțul nu este încă umplut cu beton. Uneori aceasta coincide și cu situația din timpul exploatării (puțuri de captare, case de pompe etc.).

În cadrul acestei etape se determină prin calcul următoarele elemente :

— grosimea pereților puțului ;

— dimensiunile golurilor pentru excavarea și îndepărtarea pămîntului ;

— greutatea puțului care să asigure o coborîre neîntreruptă ;

— secțiunea cuțitului.

Primele trei probleme se rezolvă în așa fel încît să se respecte următoarele condiții :

— pereții să nu fie prea groși, împiedicînd în acest fel o bună desfășurare a excavației, dar nici prea subțiri, reducînd astfel greutatea puțului, care ar putea să fie blocat la înaintare de forțele de frecare ;

— să existe o corespondență între grosimea pereților și a golurilor, astfel încît să lucreze în condiții bune la încovoiere.

Acțiunile care se iau în considerare la calculul puțurilor sînt :

— greutatea proprie a puțului, pe baza schemei adoptate, care se reevaluează la calculul definitiv dacă apar diferențe mai mari de 5% ;

— presiunea laterală a pămîntului la nivelul cuțitului, care se calculează cu relația

$$p_E = \gamma H K_a + q K_a. \tag{16.32}$$

În cazul existenței apei subterane presiunea se calculează ținînd seama de prezența apei :

$$p = p_E + p_w, \tag{16.33}$$

unde :

γ este greutatea volumică a terenului ;

q — supraîncărcarea la nivelul terenului ;

K_a — coeficientul de împingere activă a pămîntului ;

p_w — presiunea apei.

În cazul terenurilor submersate, se are în vedere dacă terenul este coeziv sau nu. Pentru terenurile necoezive, în calcul se ia $\gamma' = (\gamma_s - \gamma_w)(1 - n)$ în loc de γ, iar la diagrama de presiuni se adaugă presiunea apei p_w.

Pentru pămînturile coezive, în relația (16.32) se lucrează cu γ_{sat}, adică cu valoarea greutății volumice a pămîntului saturat cu apă, care se determină cu relația

$$\gamma_{sat}=\gamma_s(1-n)+n\gamma_w. \tag{16.34}$$

Presiunea apei la pămînturile coezive se reduce cu un coeficient astfel încît la vîrful cuțitului, valoarea presiunii se ia de $0,70\,\gamma_w h$.

În ambele cazuri, presiunea apei se reduce cu 50% cînd se lucrează în puț fără epuismente.

Diagramele de presiuni sînt redate în figura 16.72, *a* pentru pămînturi necoezive, respectiv în figura 16.72, *b* pentru cele coezive.

Distanța dintre pereții puțului se ia în așa fel încît utilajul de săpat să poată lucra în condiții bune ; astfel se recomandă ca dimensiunile celulelor să fie cuprinse între 2,00×2,00 m și 4,00×4,00 m.

După ce s-a fixat poziția pereților despărțitori se determină grosimile predimensionate ale pereților.

Se determină greutatea puțului și se verifică dacă este asigurată o coborîre continuă. Condiția este

$$Q>F. \tag{16.35}$$

Se recomandă ca raportul : $\frac{Q}{F}\geqslant 1,15,$ (16.36)

unde :

Q este greutatea puțului din care se scade subpresiunea apei ;
F — rezistența la înaintare prin frecare pe pereții chesonului.

Se consideră că pînă la adîncimea de 5,0 m forța de frecare variază liniar, cotă după care se poate considera că rămîne constantă (fig. 16.73) :

$$F=U\,(H-2,5)\,f, \tag{16.37}$$

unde :

U este perimetrul chesonului ;
H — adîncimea de coborîre ;
f — coeficientul de frecare (tab. 16.8).

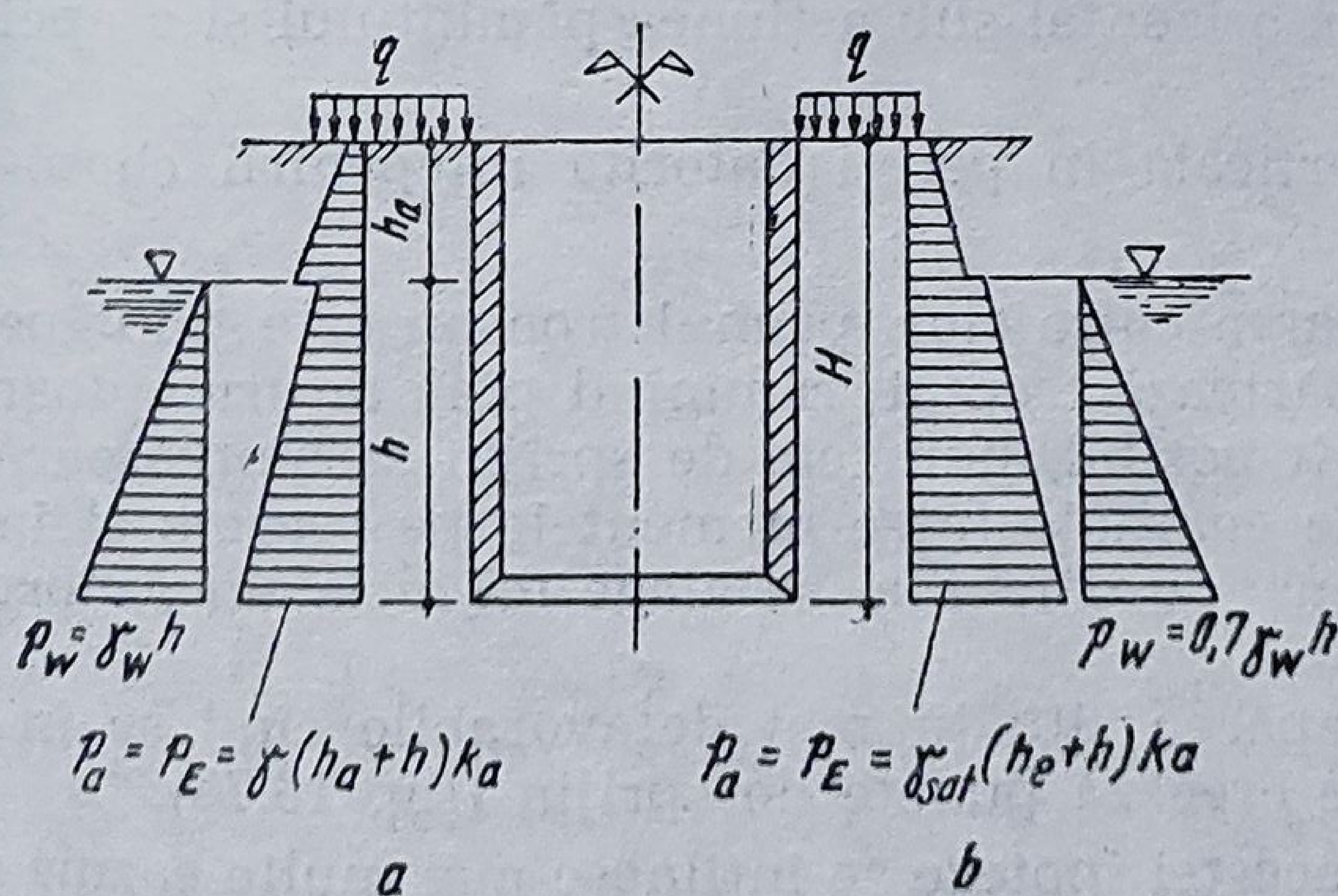


Fig. 16.72. Diagramele de solicitare a chesonului : *a* — pentru pămînturi necoezive; *b* — pentru pămînturi coezive.

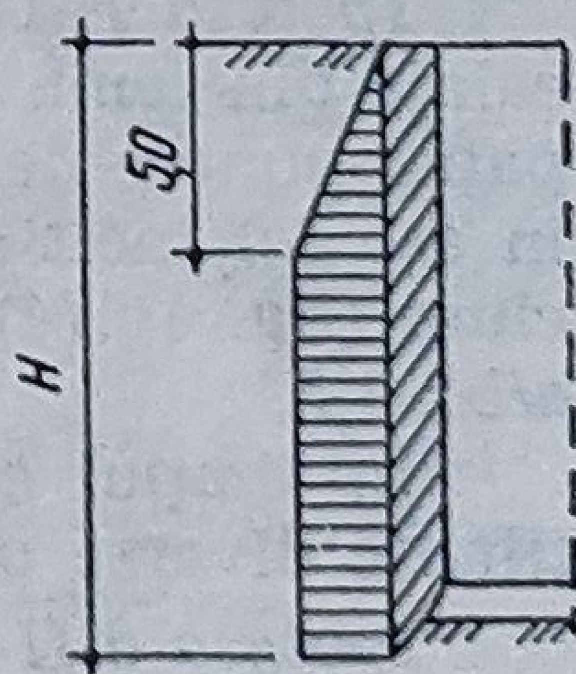


Fig. 16.73. Variația forței de frecare pe înălțimea *H* a chesonului.

În cazul terenurilor neomogene, pentru f se ia valoarea :

$$f=\frac{\Sigma f_i h_i}{h}. \tag{16.38}$$

În cazul puțurilor cu pereții înclinați cu un unghi α se determină coeficientul de frecare f' :

$$f'=f \sin \alpha. \tag{16.39}$$

TABELUL 16.8

Coeficientul de frecare pe pereții chesoanelor deschise

Felul materialului	Natura terenului	f, în kN/m²
Pereți din lemn prelucrat brut	Nisip sau pietriș	30,0
	Argilă	25,0
Tablă din oțel cu nituri	Nisip sau pietriș	25,0
	Argilă	15,0
Beton tencuit brut sau netencuit	Argile și argile nisipoase de plasticitate medie	12,0...20,0
	Argile de plasticitate mare și argile cu pietriș	25,0...50,0
	Nisip argilos și mîl	12,0...25,0
	Nisip fin	15,0...20,0
	Nisip mijlociu	20,0...25,0
	Pietriș	20,0
	Nisip mare cu pietriș	30,0
	Nisip curgător	12,0...25,0

Calculul de rezistență se efectuează în următoarele ipoteze :

— I. Încovoierea primului inel sub acțiunea greutății proprii.

— II. Încovoierea în sens orizontal sub acțiunea pămîntului și a apei din exterior.

— III. Tracțiunea pe verticală în pereți datorită înțepenirii chesonului la partea superioară.

Ipoteza I. După îndepărtarea cofrajelor, primul tronson este ținut pe calaje din lemn care se îndepărtează treptat, rămînînd pînă la urmă doar patru puncte de sprijin. Pe cît posibil, punctele de sprijin se amplasează în așa fel încît să se realizeze egalitate între momentele pe reazem și în cîmp (fig. 16.74) ; în acest sens deschiderea se alege 0,7 a la un raport $a/b \geqslant 1{,}5$.

În timpul coborîrii pot apărea situații mai defavorabile cînd se întîlnesc diverse obstacole, care creează puncte de sprijin (fig. 16.75).

Ipoteza a II-a. În cadrul acestei ipoteze se întîlnesc mai multe cazuri :

a) Puțul se găsește la o cotă de proiect, terenul de sub cuțit este îndepărtat, greutatea chesonului fiind echilibrată de forța de frecare pe perimetru. Asupra puțului acționează presiunea pămîntului și a apei (fig. 16.76).

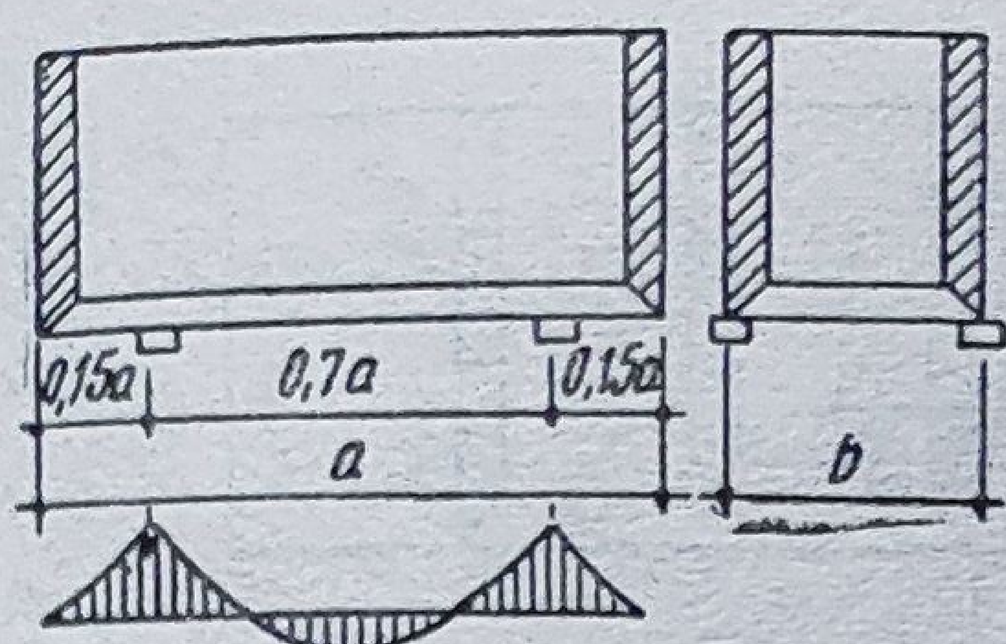


Fig. 16.74. Schema de calcul în ipoteza rezemării chesonului pe calaje de lemn.

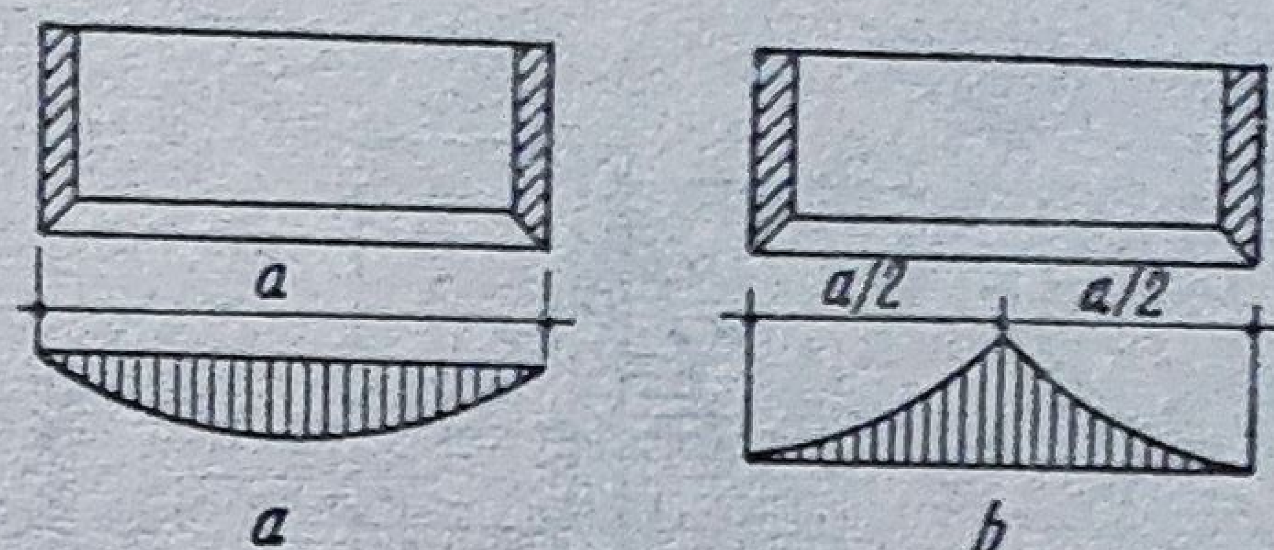


Fig. 16.75. Schema de calcul în ipoteza apariției unui obstacol în timpul coborîrii :
a — rezemare pe contur; b — rezemare în zona centrală.

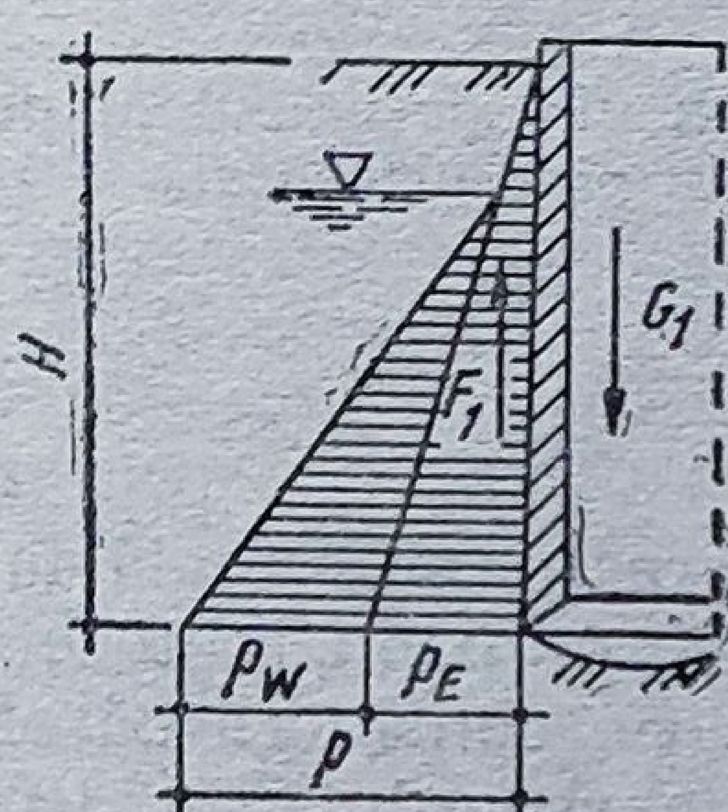


Fig. 16.76. Schema de calcul pentru peretele chesonului.

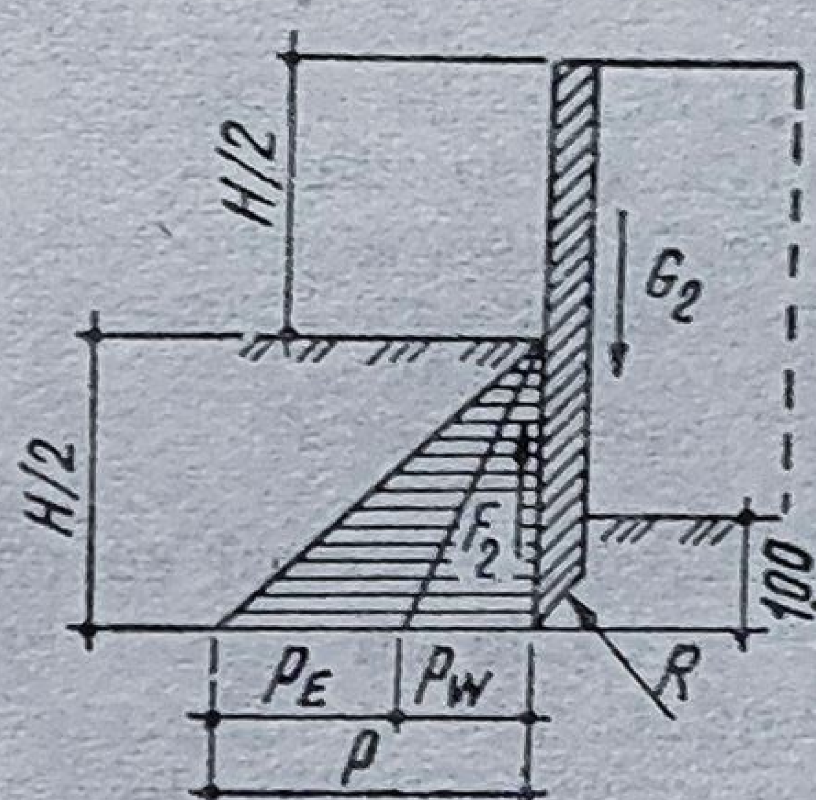


Fig. 16.77. Schema de calcul a chesonului la coborîre.

b) Chesonul se găsește la cota $H/2$ și la partea superioară are un inel gata betonat de 4...6 m înălțime. Pereții exteriori se consideră înfipți pe 1,0 m în teren. În calcule nu se consideră încărcarea transmisă prin pereții interiori (despărțitori).

Greutatea puțului este echilibrată de forțele de frecare și reacțiunea R de sub cuțit. Forța de frecare are ca limită superioară valoarea $0{,}5\,E_a$ (unde E_a este împingerea activă a pămîntului). Asupra pereților acționează împingerea pămîntului și a apei (fig. 16.77).

c) Uneori trebuie să se facă și o verificare în ipoteza că s-ar transforma puțul într-un cheson cu aer comprimat (fig. 16.78). În cadrul ipotezei a II-a, calculul pereților se face considerîndu-se o fîșie de 1,0 m înălțime din pereții de pe contur, care se asimilează cu un cadru orizontal închis avînd reazeme în punctele de contact cu pereții interiori (fig. 16.79). Fîșia cea mai solicitată este cea deasupra cuțitului, care preia împingerea exercitată asupra cuțitului, fiind solicitată și la torsiune.

Solicitările se determină în funcție de alcătuirea constructivă a cadrului orizontal. După mărimea momentului se determină necesarul de armătură orizontală.

Puțurile cu secțiune circulară, sub acțiunea unei presiuni radiale uniforme p, sînt solicitate în secțiune orizontală numai la compresiune, astfel că armătura orizontală se stabilește din considerente constructive.

Ipoteza a III-a. În timpul coborîrii se poate întîmpla să rămînă chesonul agățat la partea lui superioară din cauza frecării dintre pereții de contur și pămînt. În această ipoteză se determină armătura longitudinală din pereții chesonului.

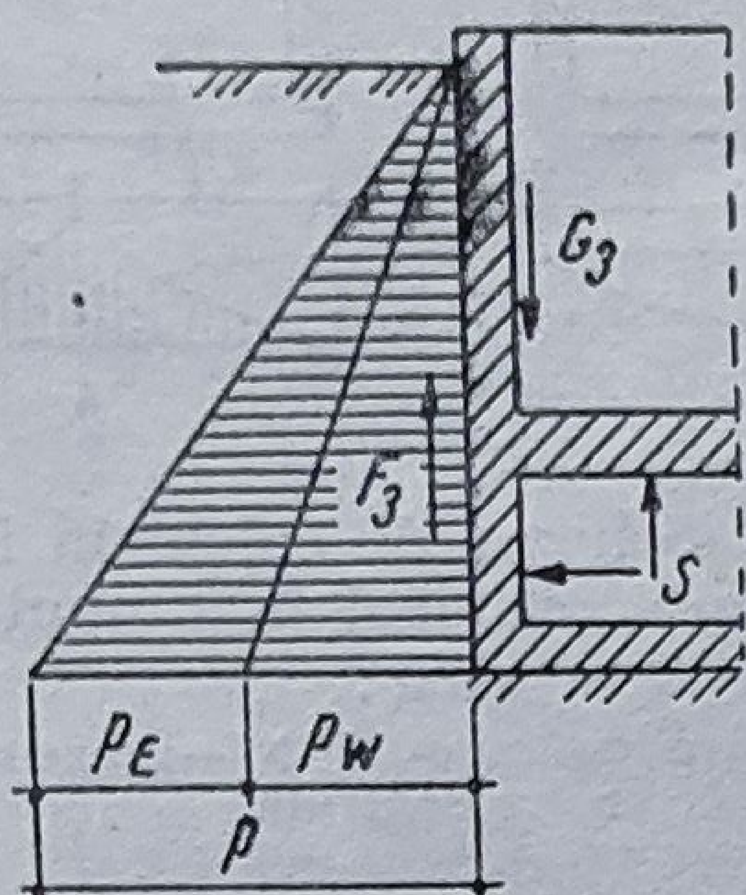


Fig. 16.78. Schema de calcul a chesonului în ipoteza transformării într-un cheson cu aer comprimat.

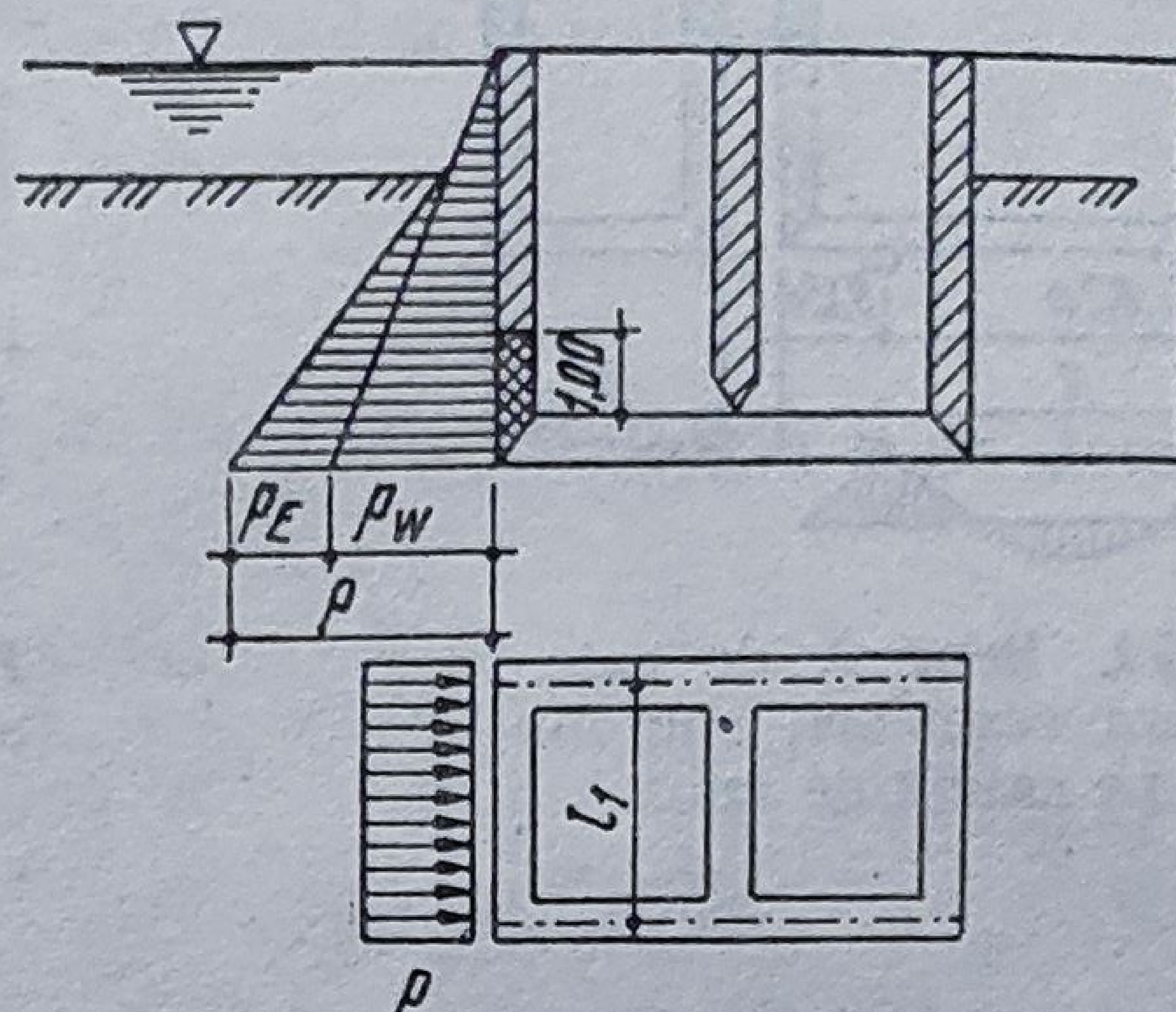


Fig. 16.79. Schema de calcul al pereților în plan orizontal.

În mod convențional se calculează armătura longitudinală la o forță de întindere egală cu greutatea chesonului, corespunzînd ipotezei că partea suspendată are o lungime egală cu 0,65H. Se consideră că eforturile de frecare variază liniar de-a lungul peretelui chesonului (fig. 16.80).

La chesoanele circulare armătura longitudinală trebuie să preia și eforturi care se nasc în secțiuni verticale, cînd în timpul coborîrii chesonul nu mai este sprijinit pe întregul perimetru de bază. Chesonul se consideră sprijinit ca în figura 16.81.

Cuțitul chesonului se calculează în ipoteza a II-a, în următoarele situații :

— asupra cuțitului acționează doar presiunile exterioare pămînt+apă (fig. 16.82, *a*) ;

— în afară de presiunea exterioară, asupra cuțitului mai acționează și reacțiunea verticală a terenului și cea pe latura sa înclinată (fig. 16.82, *b*).

Secțiunea periculoasă este secțiunea *I—I*, iar în cazul existenței unui șanț, secțiunea *II—II*, dacă șanțul este la o distanță mai mică de 0,25 m de

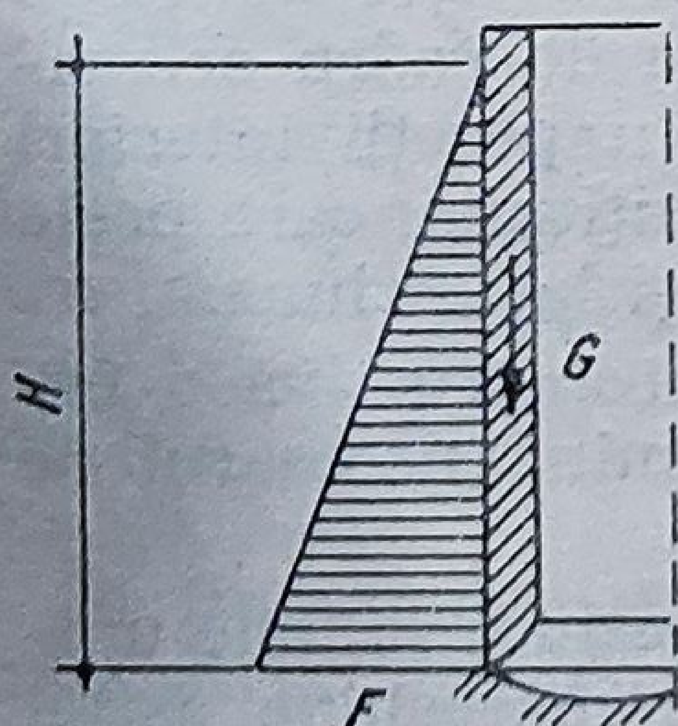


Fig. 16.80. Schema de calcul a armăturii longitudinale în ipoteza suspendării chesonului în timpul coborîrii.

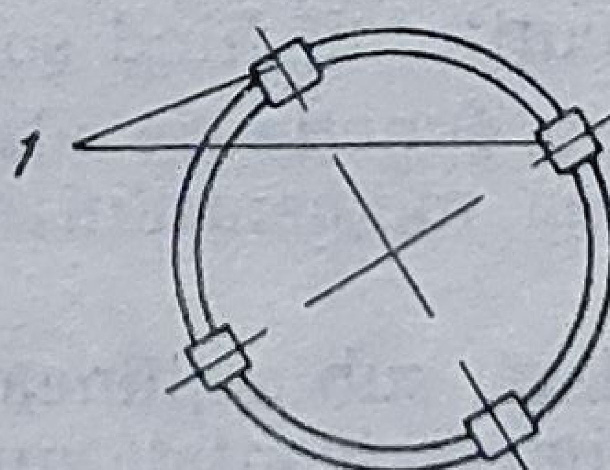


Fig. 16.81. Ipoteza de rezemare a chesonului circular pentru calculul armăturii longitudinale :
1 — puncte de reazem.

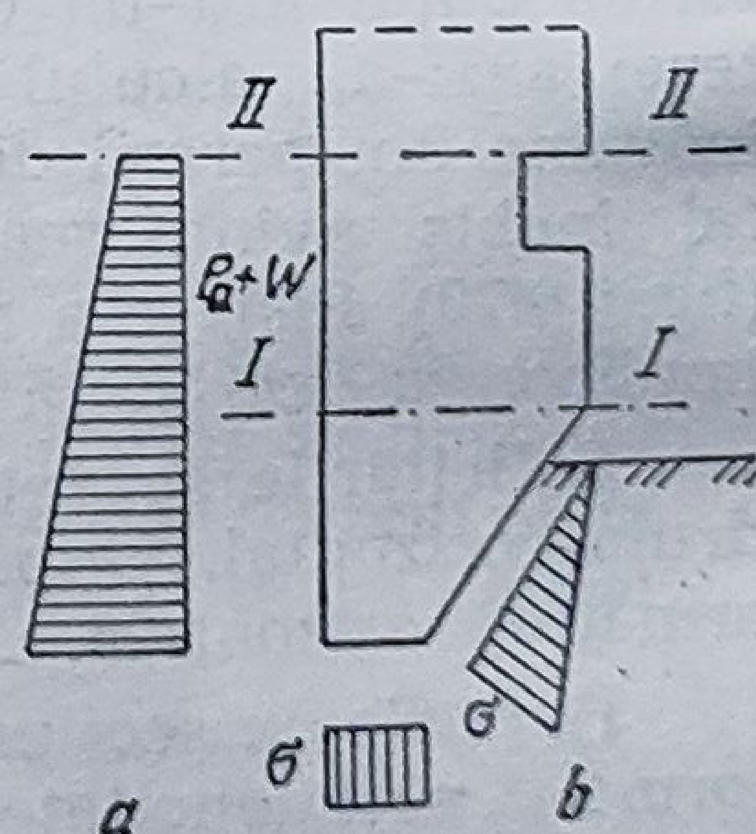


Fig. 16.82. Schema de calcul al cuțitului chesonului.

partea superioară a părţii înclinate a cuţitului. Reacţiunea terenului se calculează ţinîndu-se seama de forţa de frecare pe pereţii exteriori, care însă să nu depăşească jumătate din valoarea împingerii pămîntului.

16.2.2. FUNDAŢII PE CHESOANE CU AER COMPRIMAT

Metoda chesonului cu aer comprimat s-a dezvoltat din cea a puţului deschis, care nu poate fi aplicată cînd, pe lîngă săparea sub apă, apar obstacole greu de îndepărtat. În asemenea cazuri, o metodă care dă rezultate bune este aceea a chesonului cu aer comprimat.

Chesonul cu aer comprimat se compune din trei părţi principale : camera de lucru, tubul de legătură şi campana (fig. 16.83).

În chesonul cu aer comprimat se menţine o presiune egală cu presiunea hidrostatică la nivelul cuţitelor, dînd posibilitatea lucrătorilor din camera de lucru de a executa săparea terenului în condiţiile terenului uscat.

După coborîrea sub nivelul apei este pusă în funcţiune instalaţia de aer comprimat. Presiunea în camera de lucru se determină cu relaţia

$$p = \frac{1}{100}\gamma_w h + 0,3, \qquad (16.40)$$

unde :

p este presiunea aerului comprimat, în daN/cm^2 ;
γ_w — greutatea specifică a apei, în kN/m^3 ;
h — înălţimea coloanei de apă, în m.

Campana serveşte pentru introducerea şi scoaterea persoanelor şi a materialelor din cheson. Introducerea lucrătorilor se face în modul următor (fig. 16.84) : presupunînd că în compartimentul B al campanei aerul se găseşte la presiunea necesară pentru a menţine în cheson nivelul apei

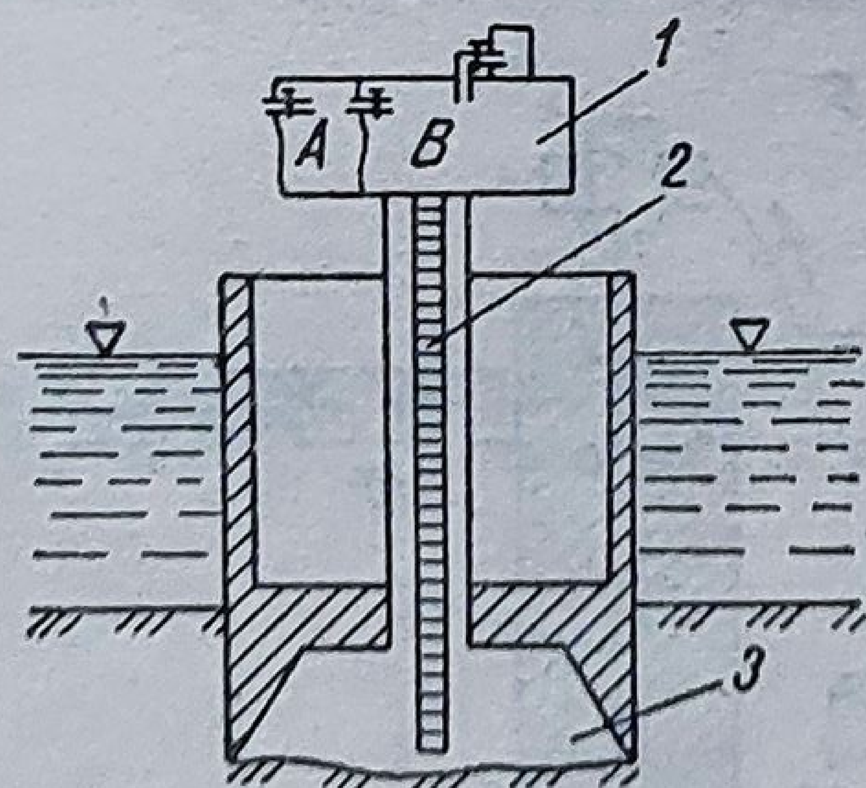


Fig. 16.83. Cheson cu aer comprimat :

1 — campană; 2 — tub de legătură; 3 — cameră de lucru.

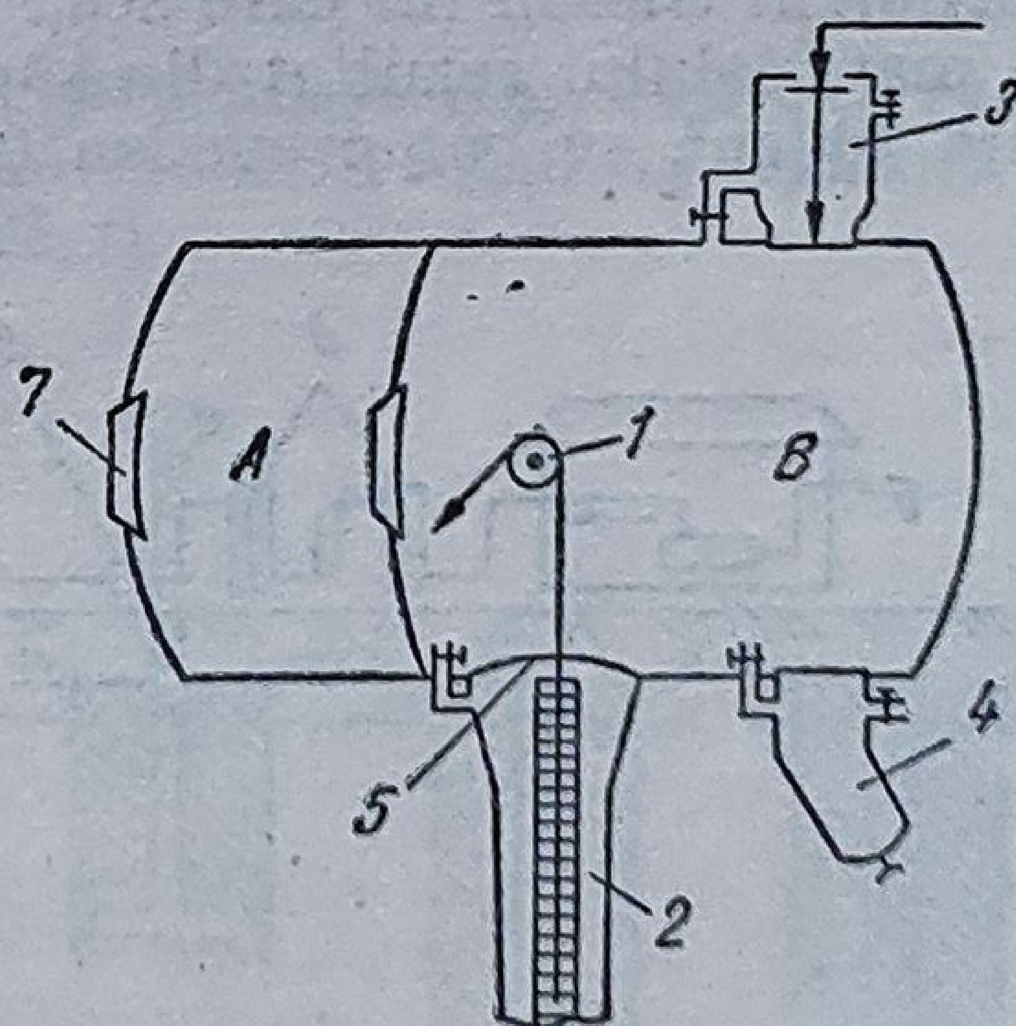


Fig. 16.84. Campana instalaţiei de lansare a chesonului :

1 — scripete; 2 — tub de legătură; 3 — capac pentru acces beton; 4 — pipă pentru evacuarea pămîntului săpat; 5 — capacul tubului de legătură; 7 — uşă de acces a personalului.

la înălţimea cuţitelor, capacul şi robinetul dintre compartimentele *A* şi *B* se închid şi se deschide robinetul dintre camera *A* şi exterior. După ce presiunea s-a egalat, se deschide capacul compartimentului *A*. Lucrătorii intră în compartimentul *A*. Se închide apoi capacul şi robinetul compartimentului *A*, se deschide robinetul dintre compartimentul *A* şi *B*, se egalează, în timp mai îndelungat, presiunea din *A* cu cea din *B* şi după aceea, se deschide capacul dintre cele două compartimente. Lucrătorii intră în compartimentul *B*, iar prin capacul tubului de legătură şi scara din tub intră în camera de lucru. Aici, lucrătorii procedează la săparea pămîntului în dreptul cuţitelor. Chesonul, datorită greutăţii proprii, se scufundă treptat pînă la nivelul stratului rezistent. Ieşirea lucrătorilor din camera de lucru se face egalînd presiunea dintre compartimentul *B* şi *A*. Se deschide capacul dintre cele două compartimente şi lucrătorii trec în compartimentul *A*. Se închide capacul şi robinetul dintre compartimente şi se deschide robinetul ce face legătura cu exteriorul pentru egalarea presiunii din *A* cu aceea din exterior. Această egalare însă se face un timp mai îndelungat, care, în funcţie de mărimea presiunii din camera de lucru, poate fi sporit pînă la 70 min. Cu ocazia intrării şi ieşirii lucrătorilor din cheson trebuie respectate riguros prescripţiile de securitate a muncii, pentru a se evita accidente cu urmări grave ce s-ar putea ivi.

Pămîntul săpat se evacuează prin pipa care face legătura dintre compartimentul *B* şi exterior. Pipa este prevăzută cu două capace legate printr-un dispozitiv care nu permite deschiderea lor simultană.

Betonul se introduce printr-o ecluză situată pe partea superioară a campanei. Introducerea betonului cu ajutorul celor două capace şi două robinete se face după principiul descris la ecluzarea persoanelor.

Materialele se ridică şi se coboară prin tub cu ajutorul unui cablu trecut peste un scripete şi manevrat de un motor electric.

Principalele părţi componente ale unei instalaţii de coborîre a chesonului cu aer comprimat sînt arătate în figura 16.85.

Chesonul propriu-zis delimitează un spaţiu denumit cameră de lucru cu o înălţime de cel puţin 2,20 m. Camera de lucru comunică cu suprafaţa prin intermediul unui tub metalic care serveşte atît pentru accesul lucrătorilor în cheson (în care scop este prevăzut cu o scară), cît şi la evacuarea materialului rezultat din săpătură. La chesoane cu suprafeţe mari, de peste 100 m^2, se pot prevedea tuburi separate pentru cele două func-

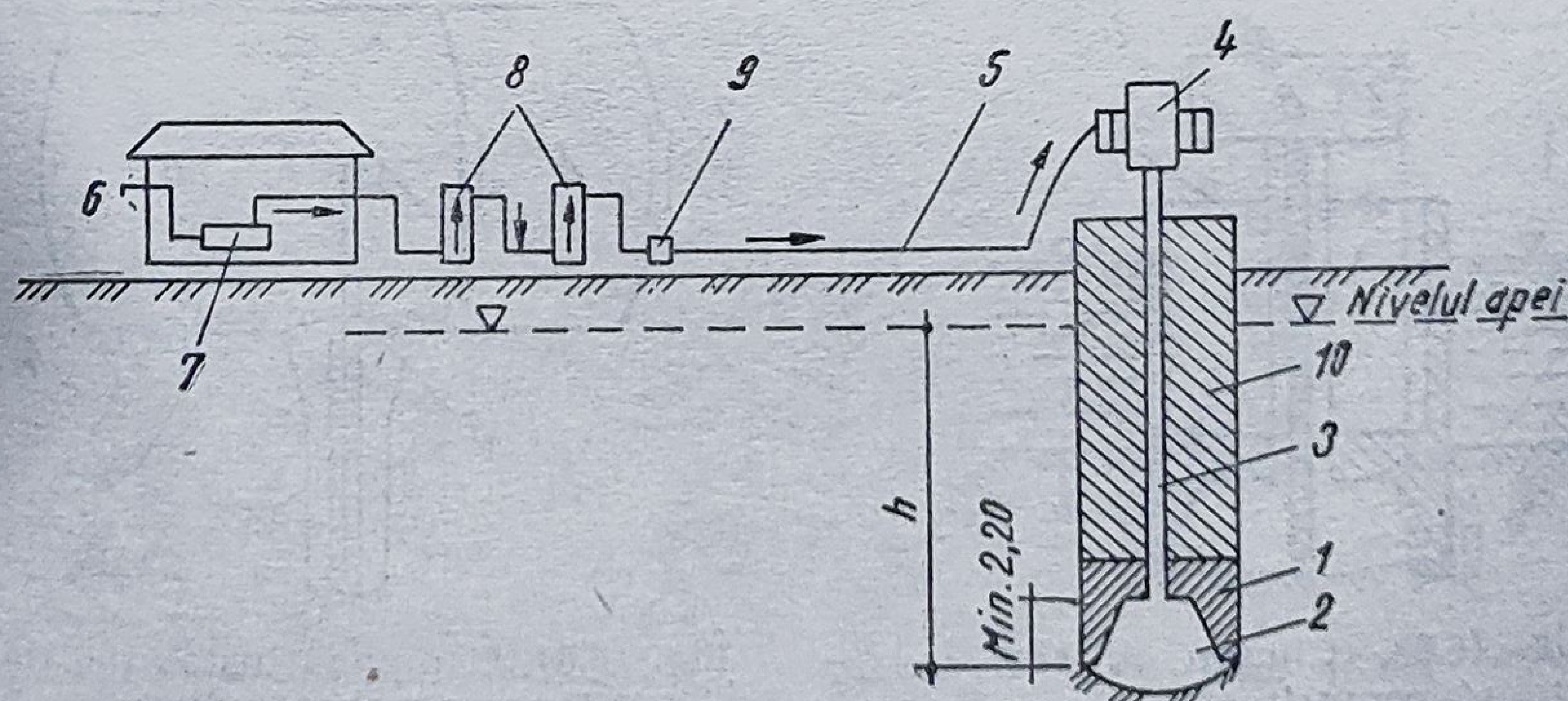


Fig. 16.85. Instalaţie pentru coborîrea chesonului cu aer comprimat:
1 — cheson propriu-zis; 2 — camera de lucru; 3 — coş; 4 — sas; 5 — conductă de aer comprimat; 6 — filtru aer; 7 — staţie de compresoare; 8 — rezervoare de aer; 9 — separator de ulei; 10 — zidărie.

țiuni. Pe prima porțiune deasupra tavanului, tubul (sau coșul) are peretele din beton armat, din care sînt lăsate mustăți pentru sudarea în continuare a părții metalice formate din tronsoane îmbinate etanș cu flanșe la exterior. Secțiunea tubului este circulară sau eliptică. Tubul face legătura cu sasul, ecluza sau campana, o construcție din tole metalice avînd o cameră centrală și una sau două camere laterale, toate unite prin conducte cu instalația de aer comprimat. Instalația de aer comprimat cuprinde un filtru de aer, stația de compresoare, rezervoarele de aer și un separator de ulei. Instalația trebuie dimensionată atît pentru asigurarea presiunii în camera de lucru, cît și pentru compensarea pierderilor. La calculul debitului de aer se ține seama că o persoană aflată în camera de lucru consumă 30 m^3/h la o presiune de peste 0,5 bar.

De jur împrejurul tubului și deasupra chesonului propriu-zis pe măsura săpării pămîntului, pentru a asigura greutatea necesară coborîrii, se realizează o zidărie din beton, fie pe întreaga suprafață, fie, atunci cînd coborîrea nu necesită o asemenea greutate, la început doar sub formă de cutie a cărei umplere se face după atingerea cotei finale.

Principalele faze la execuția unei fundații sub formă de cheson cu aer comprimat sînt :

— construirea chesonului propriu-zis, asemănător cu cea a unui cheson deschis (fig. 16.86, *a*) ;

— montarea pe un prim tronson a tubului de legătură și a sasului (fig. 16.86, *b*) ;

— săparea în camera de lucru concomitent cu înălțarea zidăriei de deasupra tavanului (fig. 16.86, *c*). Pînă la atingerea nivelului apei subterane săparea se execută ca la un cheson deschis. În mod obișnuit săpătura în cheson se execută manual. În pămînturi necoezive sau cu coeziune redusă, se folosește și săparea hidromecanizată. În U.R.S.S., la chesoane cu dimensiuni mari, s-a utilizat cu succes săparea hidromecanizată dirijată de la suprafață, fără prezența oamenilor în camera de lucru ;

— după ce chesonul coboară pe o adîncime corespunzătoare lungimii primului tronson de tub, oamenii sînt evacuați din camera de lucru, iar sasul se desface pentru a se putea intercala un nou tronson de tub (fig. 16.86, *d*) ;

— după atingerea cotei de fundare prevăzute (fig. 16.86, *e*) se betonează și camera de lucru, se demontează sasul și tubul de legătură și se betonează spațiul ocupat de tub (fig. 16.86, *f*).

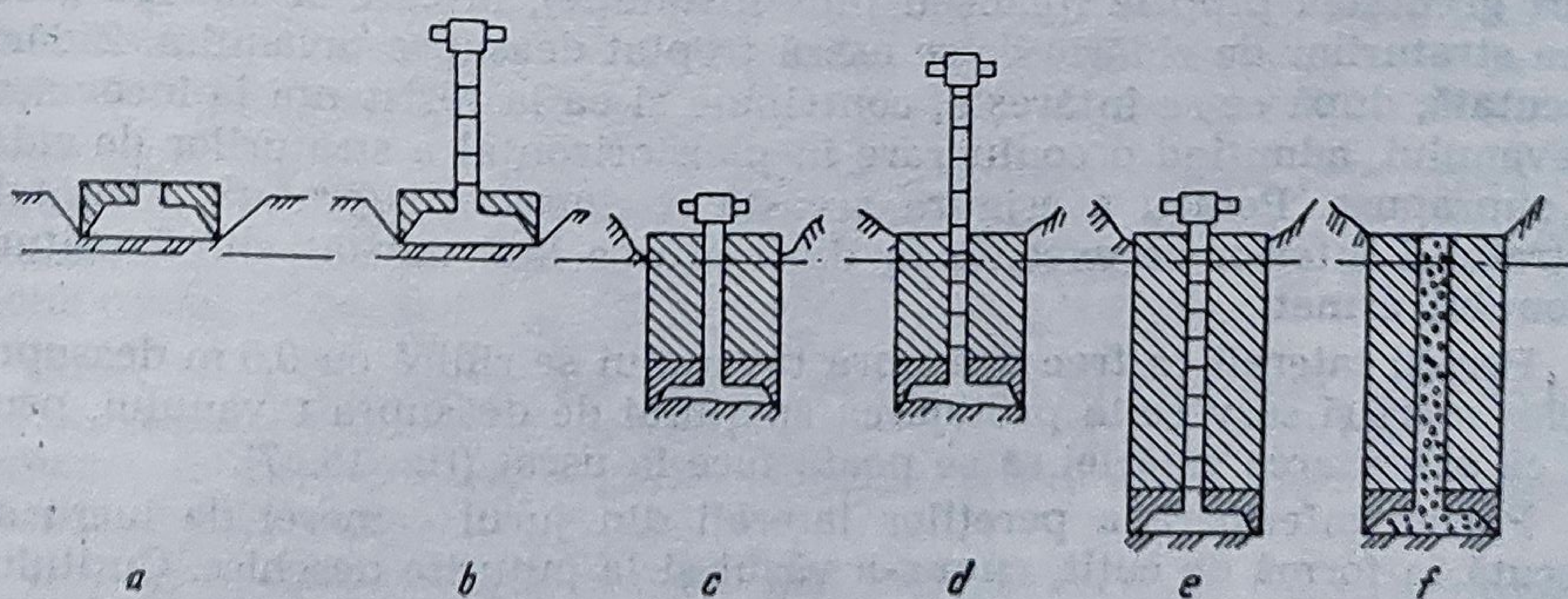


Fig. 16.86. Fazele de execuție ale unei fundații sub formă de cheson cu aer comprimat.

Normele de protecţie a muncii sînt foarte severe la lucrul în chesonul cu aer comprimat. Organismul uman nu poate suporta presiuni mai mari de 3 . . . 3,5 bar, ceea ce limitează adîncimea pînă la care poate fi dus chesonul sub nivelul liber al apei la 30 . . . 35 m.

Durata schimbului de lucru se reduce pe măsura creşterii presiunii (la 3,5 bar=2 h). Organismul trebuie obişnuit treptat cu condiţiile de presiune ridicată la intrarea în schimb şi cu revenirile la presiunea atmosferică, la ieşirea din schimb.

Se prevăd următoarele durate ale acestor procese :

presiunea, în bar	ecluzarea, în min	dezecluzarea, în min
1	5	8
2	12	24
3	22	55

Nerespectarea îndeosebi a timpilor de dezecluzare poate conduce la accidente grave. Dacă timpul de acomodare este prea scurt, azotul dizolvat la presiunea ridicată în sînge nu poate fi evacuat în mod normal prin plămîni, ci caută să iasă direct prin încheieturi, provocînd inflamaţii şi dureri ascuţite, sau prin creier şi coloana vertebrală, provocînd moartea.

În prezent, utilizarea chesoanelor cu aer comprimat este mai rară, ca urmare a dezvoltării unor sisteme moderne de fundaţii de adîncime.

Chesoanele se execută din beton armat sau din oţel. Chesonul propriu-zis este compus din pereţii laterali din jurul camerei de lucru, tavanul şi pereţii laterali deasupra tavanului. Camera de lucru este mărginită de pereţii laterali şi de tavan. Pe pereţii laterali acţionează, în afară de presiunea aerului din interior, presiunea apei şi împingerea activă, care sînt de sens contrar cu presiunea aerului. La pămînturi din argilă, din cauza coeziunii, împingerea este mică, în general se neglijează ; în aceste condiţii, forţele ce acţionează asupra pereţilor din interior spre exterior sînt mai mari decît forţele datorită presiunii apei. Pereţii se consideră încastraţi în tavan, fiind deci solicitaţi la încovoiere (ca o grindă încastrată la un capăt). Momentul de încastrare produce în tavan un moment încovoietor de acelaşi sens cu greutatea ce acţionează asupra tavanului, adică greutatea proprie (planşeu plus instalaţie), la care se adaugă greutatea straturilor de zidărie ce se aşază treptat deasupra tavanului. Zidăria executată, după ce se întăreşte, contribuie şi ea la rezistenţa la încovoiere a tavanului, admiţînd o conlucrare în plan orizontal a straturilor de zidărie suprapuse. Pentru a asigura această conlucrare, suprafaţa orizontală a stratului inferior se execută în dinţi sau se lasă mustăţi din armătura betonului armat.

Pereţii laterali ce trec deasupra tavanului se ridică cu 0,5 m deasupra apelor mari şi servesc la protejarea spaţiului de deasupra tavanului, pentru ca executarea zidăriei să se poată face la uscat (fig. 16.87).

Partea inferioară a pereţilor laterali din jurul camerei de lucru se execută în formă de cuţit, cum s-a văzut şi la puţurile deschise. Cuţitului i se dă o înclinare corespunzătoare naturii terenului. Pentru terenuri tari, înclinarea se dă conform schiţei din figura 16.88, *a*. Pentru pămînturi moi se dă forma arătată în figura 16.88, *b* şi *c*.

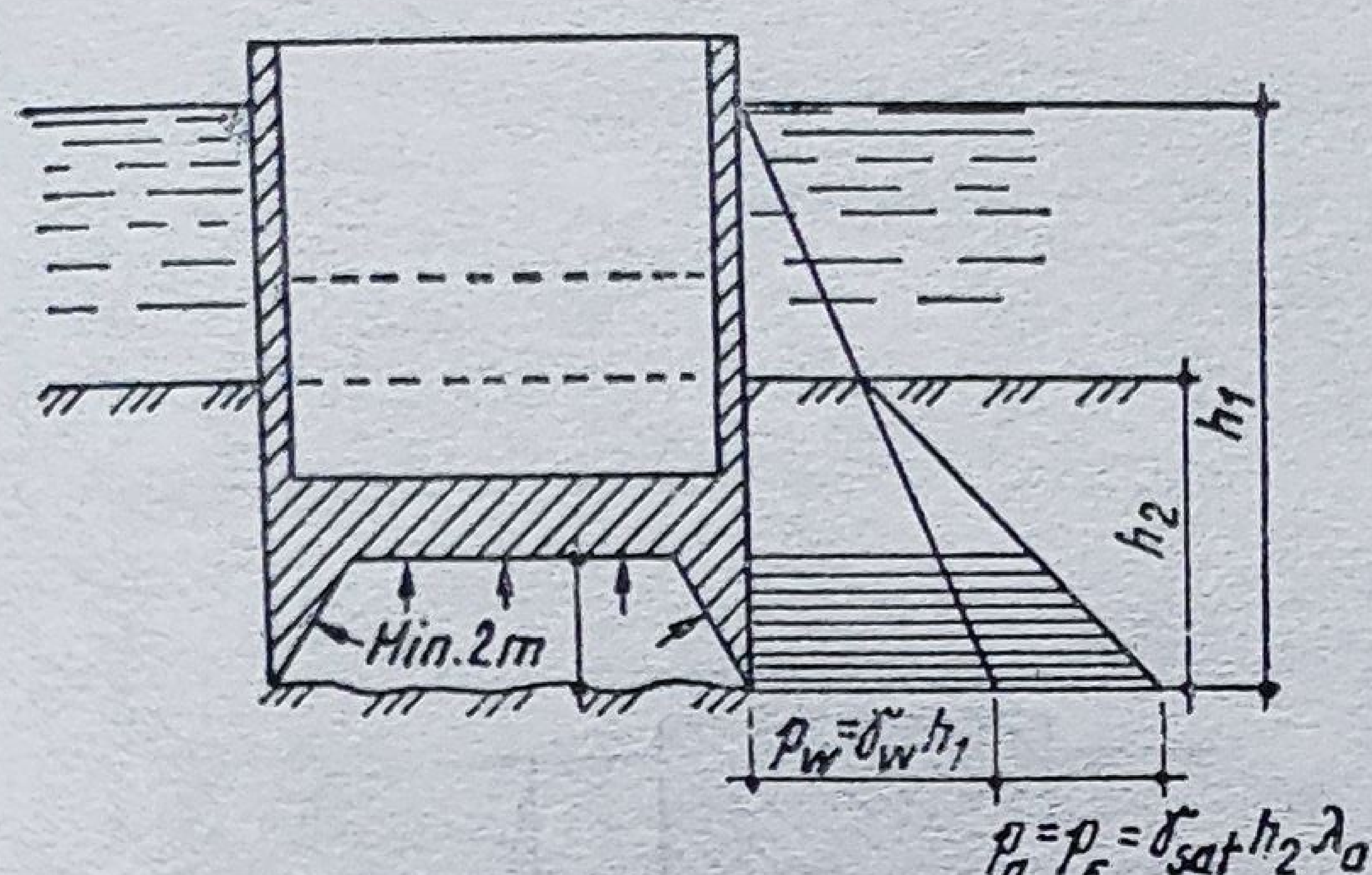


Fig. 16.87. Diagramele de solicitare a chesonului.

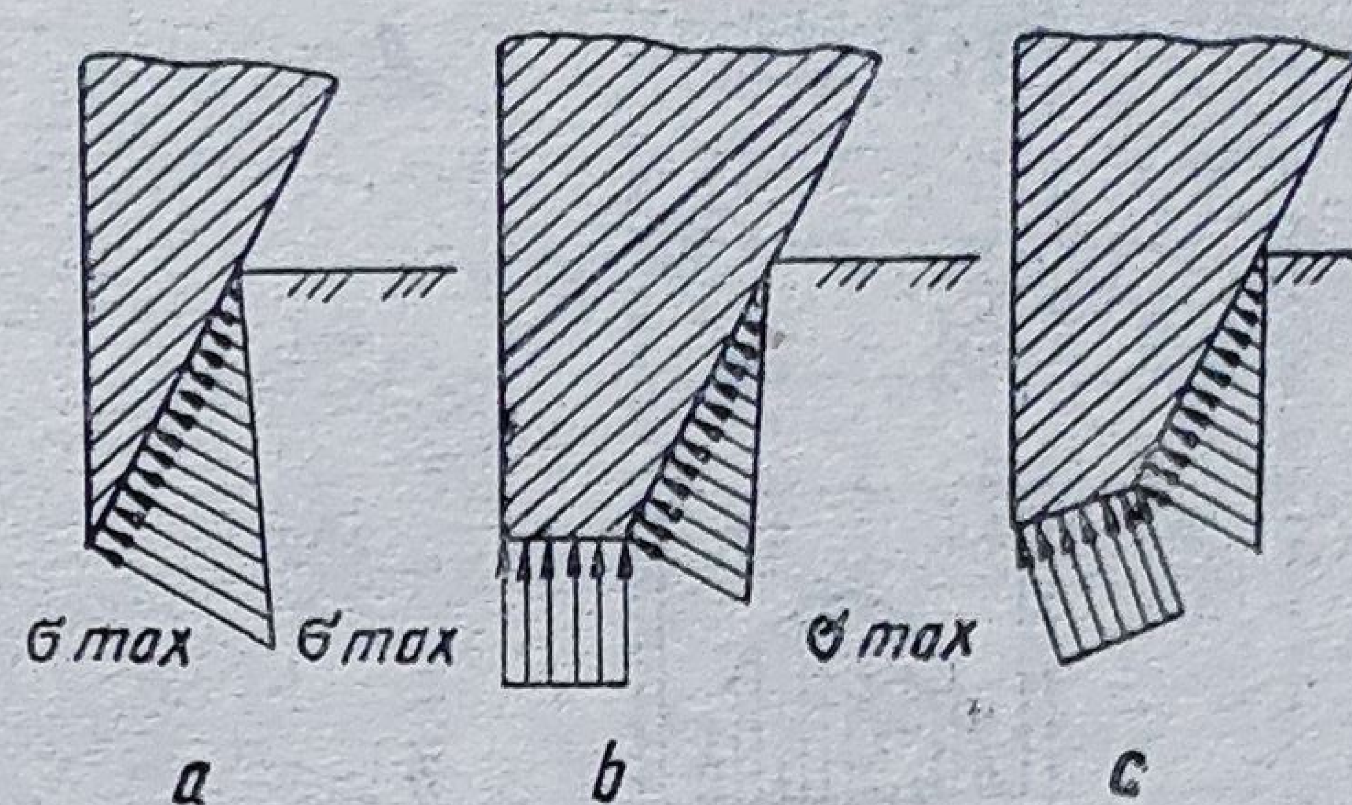


Fig. 16.88. Diagramele de solicitare a cuțitului :
a — cuțit triunghiular; *b* — cuțit trapezoidal; *c* — cuțit trapezoidal cu teșitură.

Chesonul, în general, se construiește chiar pe locul unde urmează a fi coborît. Lansarea chesoanelor se poate face similar celor deschise.

Pentru dimensionarea chesonului se iau diferite scheme de calcul, luînd în considerare solicitările ce apar în decursul coborîrii chesonului.

Cazul I. Chesonul decofrat se sprijină pe teren. Se începe lucrul și peste plafonul chesonului se toarnă primul strat de beton. De obicei, acest caz (pînă la întărirea betonului) dă încărcarea cea mai defavorabilă pentru dimensionarea plafonului. Diagrama momentelor rezultată este majorată prin efectul împingerii pasive ce apare la cuțitele înfipte în teren. După ce s-au turnat unul sau două tronsoane de beton și betonul s-a întărit, nu se mai ia în considerare toată greutatea betonului, ci numai greutatea corespunzătoare unui corp parabolic de înălțime egală cu 1/2 din lățimea chesonului (fig. 16.89, *a* și *b*).

Cazul al II-lea. Cuțitele sînt înfipte în teren impermeabil. Presiunea aerului în interiorul camerei de lucru s-a redus la presiunea atmosferică (din cauza unui accident sau în mod intenționat). Pămîntul din jurul cuțitelor fiind impermeabil, apa nu poate pătrunde în interiorul camerei de lucru. Chiar dacă pămîntul are o oarecare permeabilitate, pătrunderea apei nu inundă interiorul camerei simultan cu eliminarea presiunii aerului, mai ales cînd aceasta se face în mod brusc. În lipsa forței ascensionale, toată greutatea construcției se transmite terenului prin cuțite. Sporește deci în mod considerabil împingerea pasivă asupra pereților laterali, ceea ce va da un moment încovoietor mare pentru pereții chesonului (fig. 16.89, *c*).

Cazul al III-lea. Se deosebește de cel precedent numai prin aceea că se presupune un pămînt permeabil în jurul cuțitelor, așa că apa pătrunde în camera de lucru pe măsura scăderii presiunii aerului. Din exterior va acționa numai împingerea activă a pămîntului (fig. 16.90, *a*).

Cazul al IV-lea. Chesonul a fost coborît sub nivelul apei, la o adîncime oarecare pînă la fundul albiei, în care s-au înfipt cuțitele chesonului. Presiunea aerului nu a intrat încă în acțiune, așa că apa a inundat camera de lucru (fig. 16.90, *b*).

Deși greutatea chesonului este mai redusă decît în cazurile precedente (II și III) totuși, fiindcă din exterior nu este micșorată nici de împingerea activă a pămîntului, nici de presiunea apei, în cele mai multe cazuri rezultă solicitarea cea mai defavorabilă.

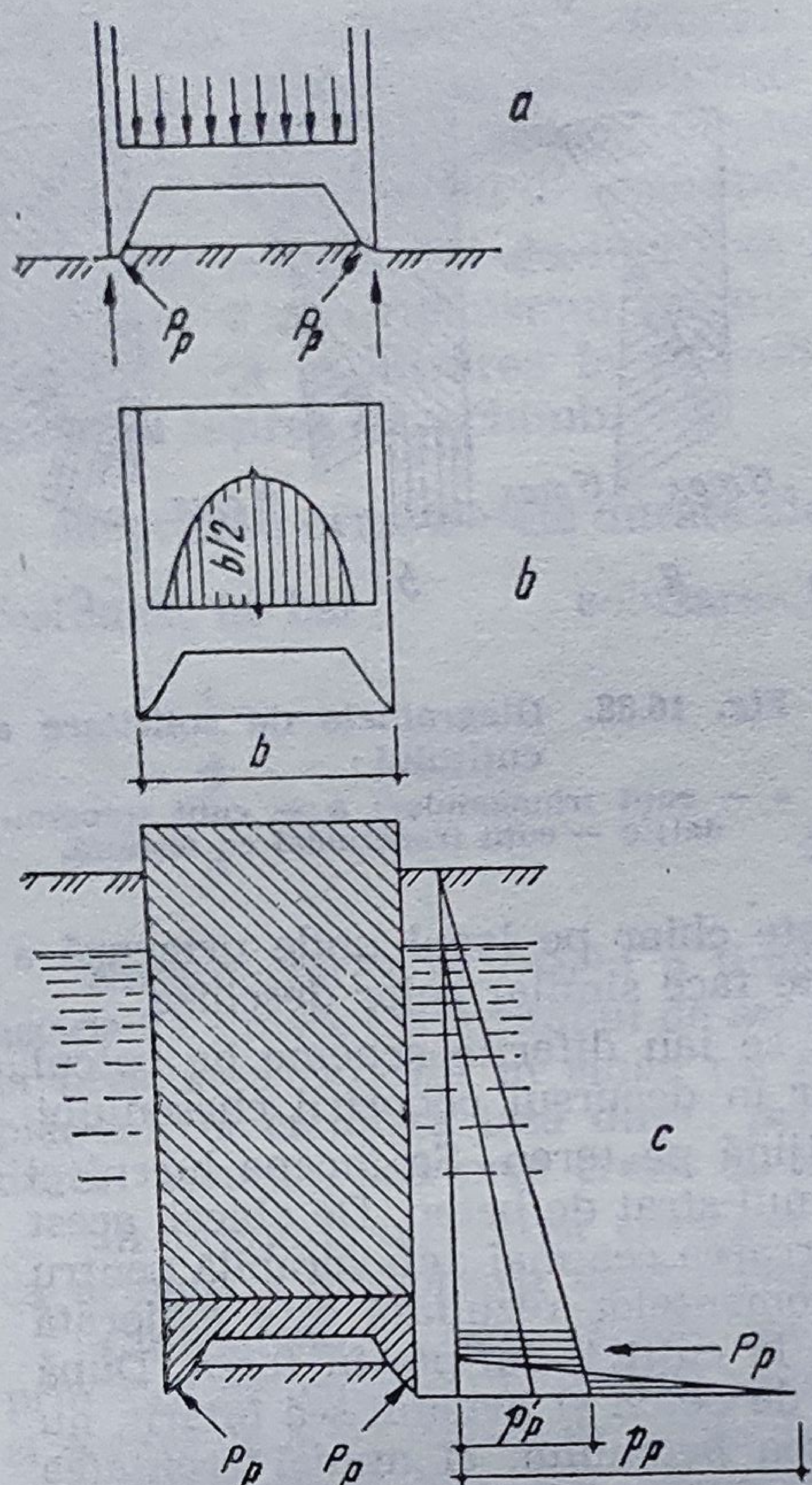


Fig. 16.89. Diagrame de solicitări pentru diferite faze de executare a fundației pe cheson :

a — începutul betonării; *b* — faza intermediară; *c* — faza finală.

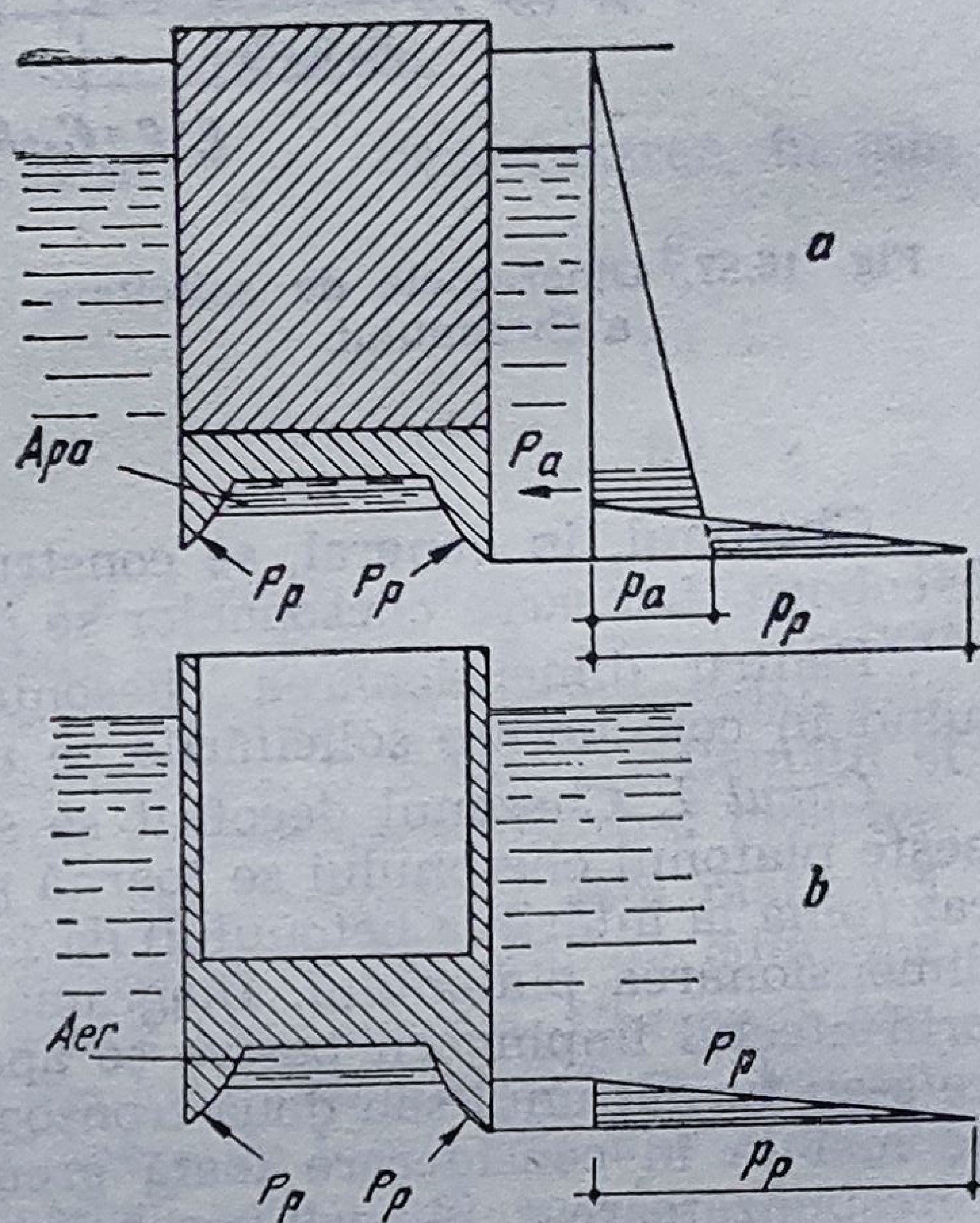


Fig. 16.90. Diagrame de solicitări pentru ipoteza existenței unui strat permeabil sub cuțitele chesonului :

a — cu apă în cheson; *b* — cu aer în cheson.

16.2.3. FUNDAȚII PE COLOANE

Pe măsura extinderii aplicării metodei de folosire a vibrațiilor la lucrări de fundații, și îndeosebi la înfigerea piloților, s-a trecut la procedeul de fundare pe coloane înfipte prin vibrare.

Fundațiile pe coloane prezintă față de fundațiile pe puțuri unele particularități, dintre care se menționează în primul rînd folosirea cu exclusivitate a procedeului de înfigere prin vibrare. Din punct de vedere constructiv, coloanele sînt formate din tuburi din beton armat, cu pereți relativ subțiri, executate din tronsoane independente. Lungimea tronsoanelor se stabilește ținînd seama de condițiile de manipulare și transport. În felul acesta se poate realiza o execuție de calitate a coloanei precum și o mecanizare a tehnologiei de execuție.

În tabelul 16.9 se prezintă unele date asupra dimensiunilor coloanelor.

După dimensiunile realizate pînă în prezent, ca și după modul cum se execută, se deosebesc următoarele categorii de coloane :

TABELUL 16.9

Caracteristicile coloanelor din beton armat

Diametrul coloanei, în m	0,4	0,6	1,0	1,6	2,0	2,4	3,0	4,0	5,0	6,0
Grosimea pereţilor, în cm	8	10	12	12	12	12	12	14	14	16
Lungimea tronsoanelor, în m	8...12				6...10		6...8		4...6	

— Coloane-piloţi sau coloane de diametru mic, formate din piloţi tubulari executaţi prin centrifugare în cofraje montate orizontal. Diametrul acestei categorii este cuprins între 0,4 şi 0,1 m, iar grosimea pereţilor între 8 şi 12 cm. Lungimea tronsoanelor componente este de 8 . . . 10 m (pentru cele de diametru mai mic, chiar de 12 m).

— Coloane propriu-zise sau coloane de dimensiuni mijlocii ; au diametrul de la 1,2—2,5 m, cu o grosime a pereţilor, în general, de 12 cm. Aceste coloane se execută, în majoritate, prin centrifugare în cofraje orizontale (cele cu $\varnothing \leqslant 2$ m — fi.g 16.91) sau prin folosirea tiparelor verticale. Dimensiunile tronsoanelor sînt mai mici ca în cazul primei categorii, şi anume între 6 şi 10 m.

— Coloane-puţuri sau coloane de mare diametru (3 . . . 6 m), formate din tronsoane cu lungimi de 6 . . . 8 m şi cu grosimea pereţilor de 12 . . . 15 cm.

Pentru executarea coloanelor se foloseşte, în general, beton de calitate bună, indicîndu-se betonul B 200 sau de marcă mai mare.

După cum se vede din figurile 16.91 şi 16.92 pereţii coloanelor sînt armaţi longitudinal şi cu armătură în spirală sub formă de fretă. Pentru ca tronsoanele să poată fi înnădite, sînt prevăzute cu flanşe sudate sau bulonate de armătura longitudinală. Înnădirea se poate face prin sudarea directă a barelor longitudinale scoase din beton ca mustăţi.

După bulonare sau sudură, la locul de îmbinare a tronsoanelor se aplică un beton vîrtos, făcut din ciment cu întărire rapidă, servind la monolitizarea coloanei şi la protecţia armăturii din zona de îmbinare.

Transportul coloanelor de diametru mic şi mijlociu — care în general nu se execută la locul de pus în operă — se execută cu ajutorul unor autoremorci, corespunzătoare, iar aducerea în poziţia de înfigere, cu ajutorul macaralelor.

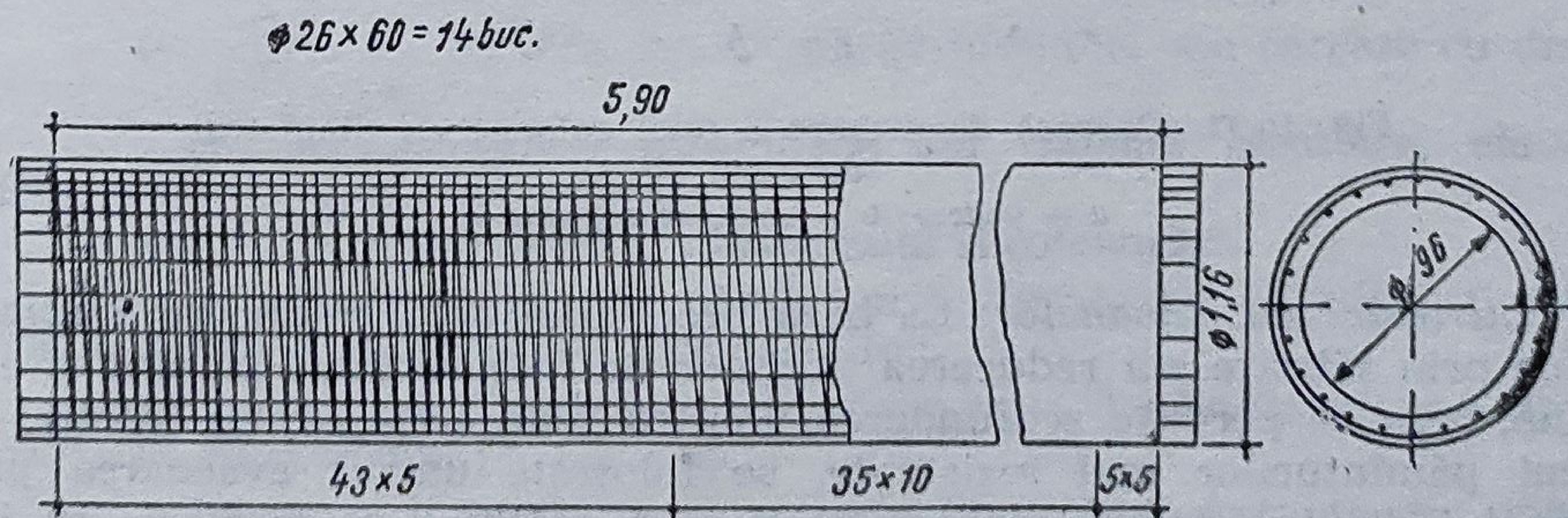
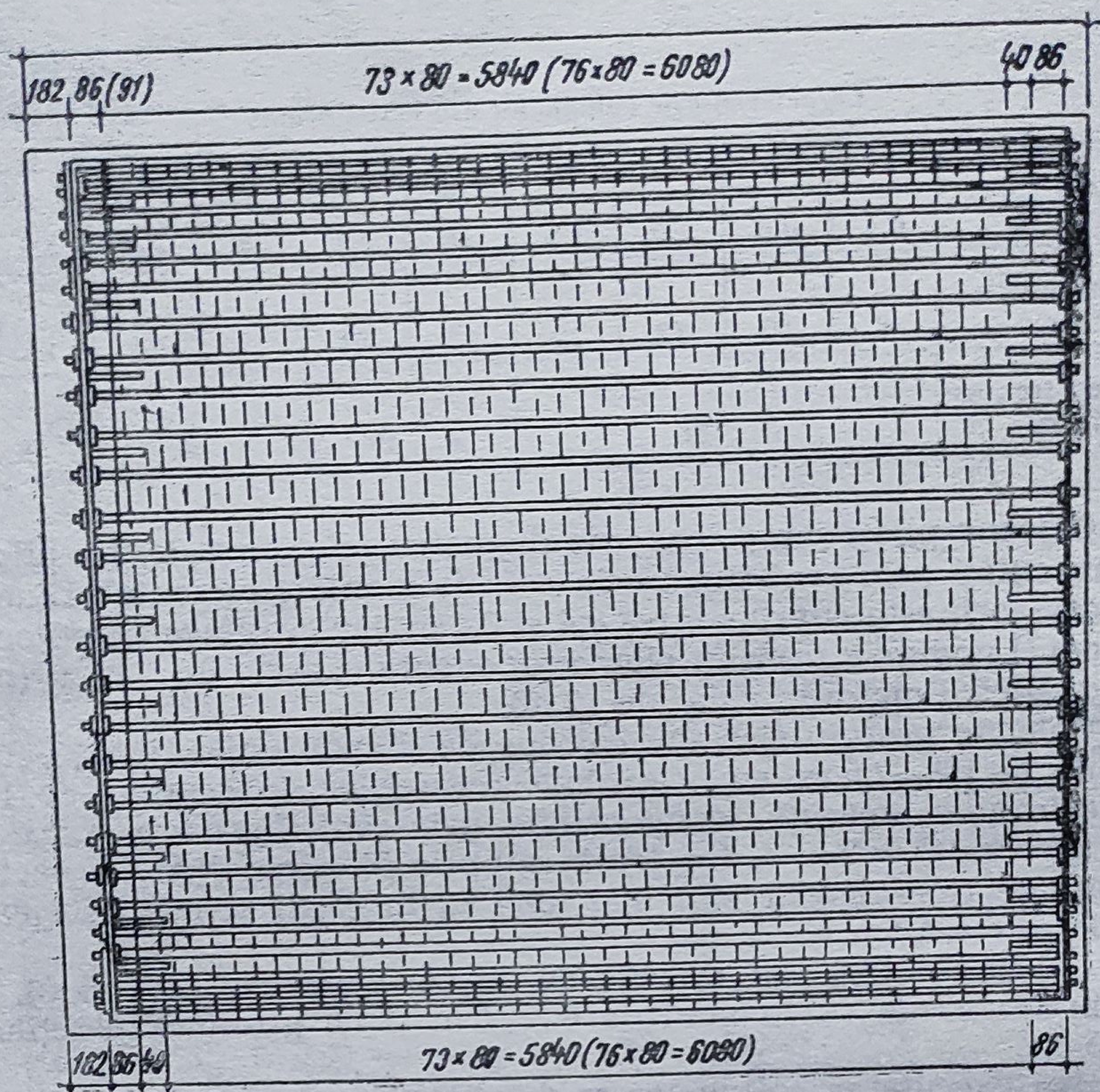


Fig. 16.91. Carcasă pentru o coloană.



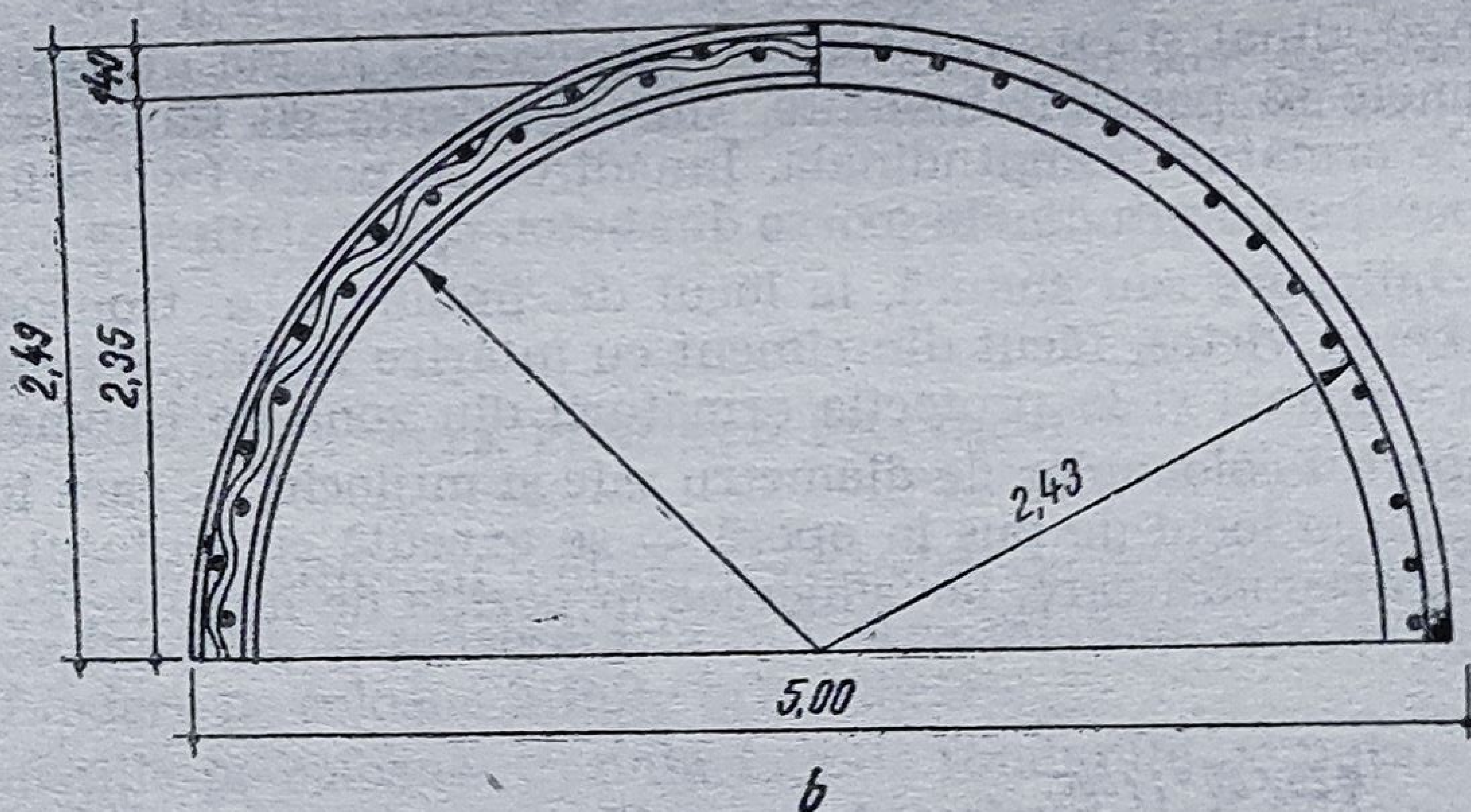


Fig. 16.92. Carcasă de armare a unei coloane cu diametrul de 5 m :
a — vedere; *b* — secțiune orizontală.

Introducerea coloanelor. La baza procesului de introducere a coloanelor prin vibrare stă reducerea forțelor de frecare între pămînt și coloană, ceea ce permite scufundarea. Pentru reducerea acestei frecări, în cazul pămînturilor mai rezistente, se folosește uneori evacuarea pămîntului din interiorul coloanei, precum și spălarea pe periferie cu jet de apă.

Introducerea coloanelor cu diametrul pînă la 1,6 m se execută atît în poziție verticală cît și înclinată pînă la o pantă de 6/1 ; coloanele cu diametrul mai mare de 1,6 se înfig numai vertical.

Tehnologia lucrărilor de introducere prin vibrare cuprinde următoarele operații :

— confecționarea ghidajelor pentru menținerea în poziția cerută de proiect și instalarea acestora ;

— așezarea coloanelor în poziția de lucru ;

— fixarea vibratorului la partea superioară a coloanei ;

— punerea în funcție a vibratorului și înfigerea coloanei la cota proiectată sau pe toată lungimea tronsonului respectiv ;

— demontarea vibratorului, montarea tronsonului următor (dacă este cazul), remontarea vibratorului și reluarea înfigerii.

Ori de cîte ori înfigerea se îngreuiază, mai ales la coloane de diametru mare, se scoate pămîntul din coloană.

Utilajele folosite la înfigere sînt următoarele :

— vibratorul, care se alege în funcție de dimensiunile coloanei și de natura pămîntului ; pentru aceasta se dau valorile din tabela 16.10 valabile pentru fișe pînă la 30 m ; forța perturbatoare a vibratorului, în general, depășește 1,5 ... 2,0 ori greutatea maximă a ansamblului coloană-vibrator. Pentru pămînturile nisipoase se indică vibratoarele cu turația excentricelor mai ridicată, iar pentru argilă, cele cu turația mai scăzută, dar cu momentul excentricelor mai mare ;

— pompele de apă folosite sînt cu presiune pînă la 150 m H_2O, cu o productivitate de 150 m^3/h, pentru afuierea și spălarea pămîntului, sau pompe de presiune pînă la 30 m și debit de 100 ... 150 m^3/h ;

— compresorul de aer este cu presiune de 7—8 bar și debit de circa 10 m^3/min ;

TABELUL 16.10

Parametrii vibratorului ceruți de procesul de înfigere prin vibrare

Diametrul coloanei, în m	Momentul excentric, în daNm	Turația excentric, în rot/min	Forța perturbatoare, în kN	Puterea motorului electric, în kW
0,6...1,0	120...250	400...600	350...500	90...120
1,0...2,0	250...400	400...500	500...1 000	120...160
2,0...3,0	400...600	300...400	1 000...2 000	160...250

— instalația de ghidare sub formă de lumînări sau carcase cu dispozitive special amenajate ;

— utilaj de evacuare a pămîntului din coloană (graifăre, elevator hidraulic sau lingură hidraulică) ;

— macarale de manevră a vibratorului și coloanelor.

Introducerea coloanelor în pămînt prin vibrare s-a dovedit a fi o metodă de înaltă productivitate, care permite :

— introducerea coloanelor a căror greutate depășește de zeci de ori greutatea vibratorului ;

— asigurarea integrității coloanelor din beton armat în timpul înfigerii ;

— realizarea unor construcții raționale de fundație cu folosirea la maximum a proprietăților fizico-mecanice ale betonului și terenului de fundare ;

— introducerea în pămînt a coloanelor ușoare cu diametru mare, la adîncime de zeci de metri, ajungîndu-se pînă la adîncimi de 40 m.

În cazul în care se impune introducerea la o adîncime ce depășește 40 m, se folosesc coloanele telescopice, al căror diametru se micșorează pe măsura creșterii adîncimii.

Aprecierea capacității portante a coloanelor introduse prin vibrare se face în general pe baza unor rezultate experimentale.

Pentru cazul în care înfigerea în ultimul minut este de 3 . . . 10 cm, pentru stabilirea capacității portante se indică relația

$$Q_0 = \frac{1}{n}\left(\lambda - \frac{30V}{An}\right)\left(\frac{150N}{An} + G\right), \quad (16.41)$$

iar pentru cazul cînd viteza de scufundare la sfîrșitul înfigerii este de 0,3 . . . 3 cm/min, capacitatea portantă a coloanei se poate calcula cu relația

$$Q_0 = \frac{\lambda^{\eta}}{n}\left(\frac{150N}{An} + G\right), \quad (16.42)$$

în care :

Q_0 este capacitatea portantă de calcul a coloanei ;
V — viteza de scufundare în ultimul minut al înfigerii, în cm/min ;
η — coeficientul de siguranță, indicat a se lua egal cu 2 ;
G — greutatea ansamblului element-vibrator, în kN ;
n — numărul de rotații al excentricelor vibratorului în rot/min ;
N — puterea consumată de motorul electric pentru oscilarea coloanei în timpul înfigerii, în kW.
λ — un coeficient care depinde de raportul dintre rezistența statică a pămîntului și rezistența sub efectul vibrării ;
A — amplitudinea de oscilație a coloanei, în cm (valoarea medie din ultimul minut al înfigerii).

Valoarea de calcul a puterii consumate de motorul electric se determină cu ajutorul formulei

$$N = \eta_1 N_1 + N_x, \quad (16.43)$$

iar

$$N_x = \eta_2 N_2, \quad (16.44)$$

deci :

$$N = \eta_1 N_1 + \eta_2 N_2, \quad (16.45)$$

unde N_1 și N_2 sînt puterile electrice înregistrate în timpul înfigerii, respectiv al funcționării în gol a vibratorului. Aceste mărimi, pentru cazul montării unui contor de înregistrare a puterii, se pot determina cu formula

$$N_{1,2} = \frac{(n_2 - n_1)\,60}{t}, \quad (16.46)$$

unde :

n_1 și n_2 reprezintă consumul de curent, în kW/h, la două intervale de timp cînd se fac citirile ;

t — timpul în minute între cele două citiri ; pentru calculul lui N_1, cele două citiri n_1 și n_2 se vor referi la mersul vibratorului în ultima parte a înfigerii, iar pentru calculul lui N_2, la mersul vibratorului în gol ;

η_1 și η_2 — randamentele motorului la terminarea înfigerii, respectiv la funcționarea în gol, care se iau în funcție de sarcina din datele tehnice ale motorului.

În mod obișnuit, valoarea lui N_x este de 25 . . . 35% din puterea nominală a motorului electric al vibratorului. Pentru vibratoarele VP_1, VP_2 și VP_3, valoarea N_2 s-a stabilit a fi de 6,5 ; 15,0 ; respectiv 27,3 kW.

Pentru vibratoarele la care nu se cunosc caracteristicile de funcționare în gol a motorului, valoarea puterii N, consumată pentru oscilarea coloanei (adică numai în procesul de înfigere), se indică a se calcula cu formula

$$N=KN_1,$$

valabilă pentru cazul cînd $N>0{,}5\,N_n$, unde prin N_n se înțelege puterea nominală a motorului, în kW, iar coeficientul K se obține în funcție de numărul de rotații al excentricilor vibratorului, și anume :

$K=0{,}55$ pentru $n<450$ rot/min ;

$K=0{,}48$ pentru $n=450—700$ rot/min ;

$K=0{,}40$ pentru $n>700$ rot/min.

Valorile orientative ale coeficientului λ pentru nisipuri saturate cu apă sînt de 4,0 . . . 7,5, pentru nisipuri umede de 3,0 . . . 4,5, iar pentru nisipuri uscate 2,5 . . . 4,0.

TABELUL 16.11

Valorile coeficienților λ pentru pămînturi argiloase

Pămîntul	Consistența		
	plastic curgătoare $I_c<0{,}25$	plastic moale $I_c=0{,}25\ldots0{,}50$	plastic consistent $I_c=0{,}50\ldots0{,}75$
Argilă nisipoasă	4,0...5,0	3,0—4,5	2,5...4,0
Argilă prăfoasă	3,5...4,5	2,5—4,0	2,2...3,5
Argilă	3,0...4,5	2,2—3,5	2,0...3,0

Pentru pămînturile argiloase, coeficientul λ se poate lua din tabela 16.11, în funcție de consistența acestora.

Odată stabilită capacitatea portantă a coloanei, repartizarea sarcinii pe coloană, ca și stabilirea numărului de coloane, se efectuează după metodele aplicate la piloți.

Din figura 16.93 se pot evidenția avantajele prezentate de fundațiile pe coloane în comparație cu fundațiile pe chesoane.

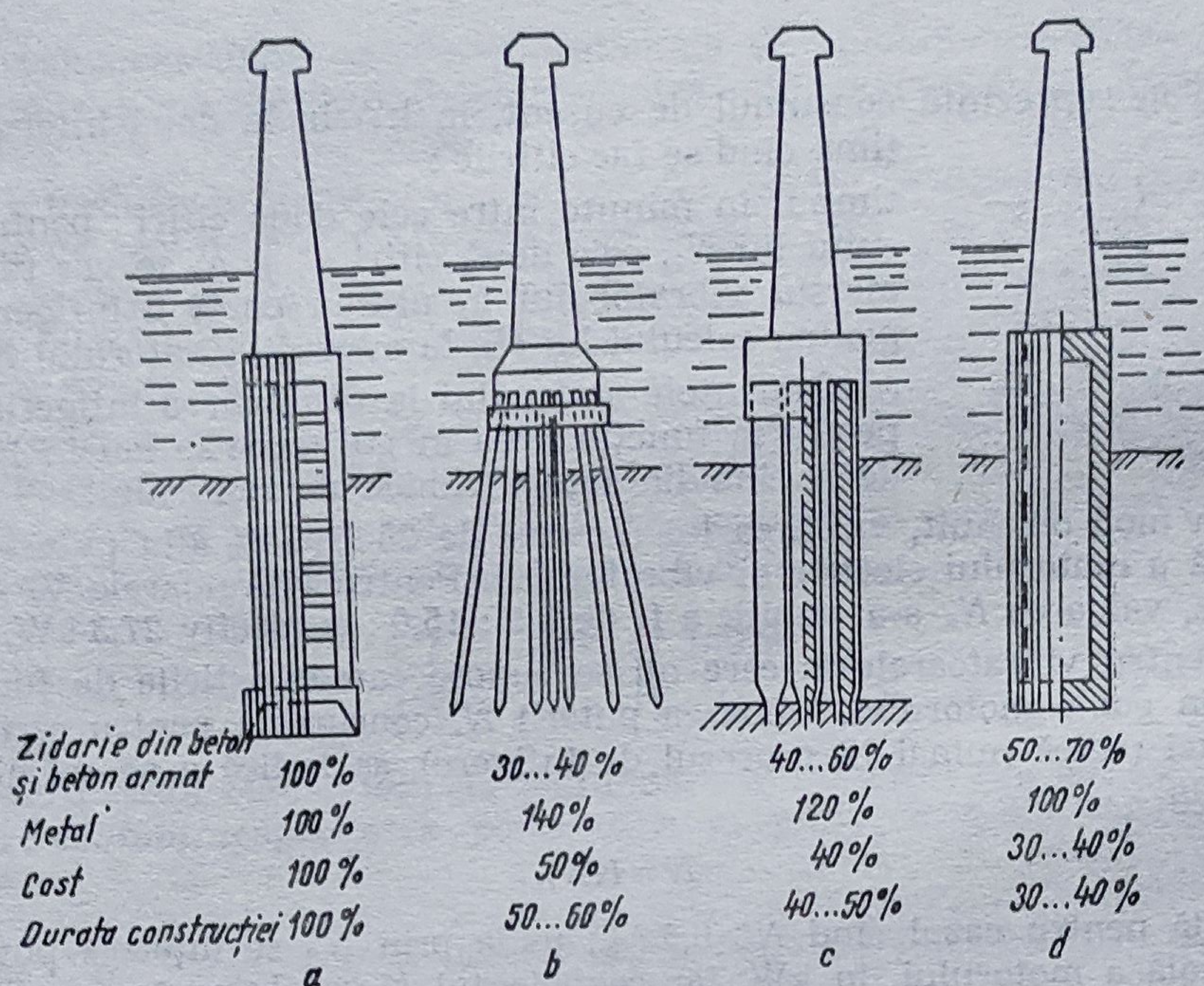


Fig. 16.93. Indici comparativi ai unor fundații de mare adîncime : *a* — fundație cheson; *b* — fundație pe piloți prefabricați; *c* — fundație pe piloți coloană; *c* — fundație pe coloane prefabricate.

Din tabelul 16.12 rezultă economiile deosebite realizabile la consumul de beton și beton armat, în cazul fundării pe coloane prefabricate în comparație cu fundațiile masive pe chesoane, ceea ce justifică aplicarea lor în practică.

În țara noastră, un început promițător în această direcție a marcat Direcția generală a construcțiilor din cadrul Ministerului Transporturilor și Telecomunicațiilor. Astfel, încă din ianuarie 1961, în colaborare cu In-

TABELUL 16.12

Economii de beton și beton armat realizate în cazul fundării pe coloane, comparativ cu fundarea pe chesoane

Lungimea totală a elementului, în m	Consumul de beton și beton armat pentru o înălțime de 10 m			
	Fundație masivă pe chesoane, în m³	Coloană prefabricată, în m³	Fundație masivă pe chesoane, în %	Coloană prefabricată, în %
22...23	118	32	100	28
33...44	157	37	100	24
44...55	290	65	100	22
55...66	339	68	100	20
77...88	378	78	100	21

stitutul de cercetări în transporturi și cu Institutul politehnic din Timișoara, s-a trecut la proiectarea unui vibrator care să deservească procesul de înfigere a coloanelor cu diametrul exterior de minimum 1 m și fișa de 25 ... 30 m. Făcîndu-se încercări experimentale, rezultatele au fost mulțumitoare, fiind apoi aplicate în definitivarea soluției de fundare a podului peste Dunăre de la Vadul Oii (fundat pe coloane).

CAPITOLUL 17

LUCRĂRI PREGĂTITOARE PENTRU EXECUTAREA FUNDAȚIILOR

Rolul și importanța lucrărilor sub cota zero decurge atît din funcția pe care o îndeplinesc în ansamblul construcțiilor, cît și din dificultatea proiectării și execuției acestor lucrări.

Într-adevăr, lucrările sub cota zero, cu principala lor componentă fundația, trebuie să asigure conlucrarea perfectă a construcției cu terenul. Executarea fundațiilor construcțiilor reprezintă o operație de implantare, de grefă, într-un sistem în echilibru, terenul de fundare. Săpăturile sau excavațiile trebuie astfel practicate încît să se „cicatrizeze" cît mai repede și să redea terenului funcțiile sale normale în timpul cel mai scurt. Pentru realizarea fundațiilor în condiții cît mai bune sînt necesare unele lucrări ajutătoare, dintre care se prezintă cele mai frecvent folosite.

17.1. AMENAJAREA TERENULUI ȘI A PLATFORMEI DE LUCRU

După cum este cunoscut, executarea unei lucrări de construcții se face pe baza proiectului de execuție a construcției și a proiectului de organizare a șantierului.

Proiectul de organizare a șantierului cuprinde toate măsurile tehnice și organizatorice pe care trebuie să le ia executantul pentru realizarea construcției respective, iar proiectul de execuție cuprinde toate datele referitoare la executarea tuturor elementelor construcției.

Amenajarea terenului și a platformei de lucru constă în nivelarea suprafeței terenului, prin înlăturarea vegetației, defrișări, precum și asigurarea scurgerii apelor de suprafață. Terenul se va amenaja pe o suprafață care depășește conturul săpăturilor proiectate, astfel încît lucrările de săpare, de manevrare și depozitare a pămîntului să nu fie împiedicate și să fie posibilă instalarea și funcționarea diverselor utilaje pentru executarea săpăturilor, a fundațiilor și a construcției.

În cazul cînd relieful regiunii condiționează scurgerea apelor superficiale de suprafață către terenul pe care se execută lucrările, aceste ape se abat prin șanțuri de gardă, fiind conduse și evacuate în afara conturului săpăturii.

17.2. TRASAREA PE TEREN A CONSTRUCȚIEI

Prin trasare se înțeleg operațiile de fixare pe teren a formei și a dimensiunilor exacte în plan ale construcției ce urmează a se executa. Lucrările de trasare constau în următoarele :

— fixarea pe teren a reperelor la care se vor raporta elementele construcției, atît în plan cît și în elevație ;

— trasarea pe teren a axelor principale ale construcției ;

— trasarea pe teren a conturului gropilor de fundație.

Aceste operații se execută pe baza planului general de situație, a planului de trasare și a planului fundațiilor, piese pe care le conține proiectul de execuție al construcției respective.

Cînd construcția este simplă din punct de vedere al trasării, planul de trasare poate lipsi, trasarea executîndu-se numai pe baza planului general de situație și a planului fundațiilor.

Proiectul de execuție trebuie să raporteze atît axele construcției cît și cota 0,00 (nivelul pardoselii parterului) față de anumite repere fixe din terenul înconjurător, pentru a exista posibilitatea de a verifica atît axele cît și dimensiunile construcției ori de cîte ori este nevoie. Aceste repere se pot fixa pe obiecte existente care reprezintă maximum de garanție din punct de vedere al stabilității lor, cum sînt : soclul unei construcții masive, cantoane de șosea sau cale ferată, borne etc. Cînd pe teren nu se găsesc obiecte la care să se poată raporta elementele construcției, se execută și se fixează în teren repere proprii. Acestea pot fi din lemn carbolinizat, din prefabricate din beton simplu sau beton armat, sau din elemente turnate la fața locului din beton simplu.

Pentru lucrări mai importante, pe suprafețe mari și în terenuri accidentate, tasările se execută cu instrumente de precizie ca : teodolit, nivelă, teodolit tahimetric etc. La lucrări de mai mică importanță, dacă nu se dispune de instrumente de precizie, se pot utiliza pentru trasare un echer din scînduri cu catetele de 3 și 4 m și ipotenuza de 5 m lungime, cîțiva țăruși de pichetare și sîrme.

Axele construcției se materializează prin țăruși din lemn cu lungimea de 60 . . . 80 cm, care se bat în pămînt. În capul țărușului se bate un cui cu floare, care marchează exact punctul considerat. Țărușul se protejează cu o apărătoare de lemn (fig. 17.1), pentru ca să nu fie deplasat de muncitori sau de vehicule în timpul lucrului.

La construcții mai importante, cum sînt blocurile mari de locuințe, halele industriale, podurile etc., axele se materializează prin borne din beton turnate la fața locului. Aceste borne sînt paralelipipedice sau în formă de trunchi de piramidă și au la partea superioară o plăcuță metalică din tablă groasă de 3 . . . 5 mm pe care se imprimă o cruce care marchează punctul respectiv (fig. 17.2).

Trasarea conturului gropii sau a marginilor șanțurilor pentru fundații se execută pe baza planului de săpătură sau, cînd acesta lipsește, pe baza planului de fundații.

Materializarea pe teren a conturului gropii de fundație se realizează cu ajutorul martorilor. Martorii sînt alcătuiți din cîte doi țăruși din lemn rotund de circa 1,50 m lungime și 10 . . . 15 cm diametru (fig. 17.3).

Marcarea pe suprafața terenului a conturului săpăturii (a gropii de fundație) se face cu dulapi fixați cu ajutorul unor țăruși (fig. 17.4).

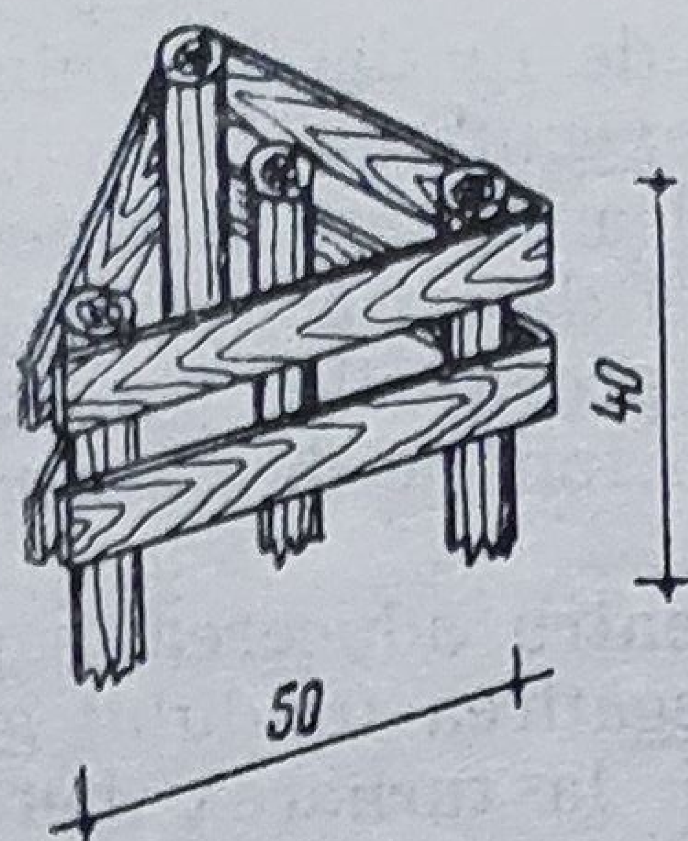


Fig. 17.1. Apărătoare pentru țăruș.

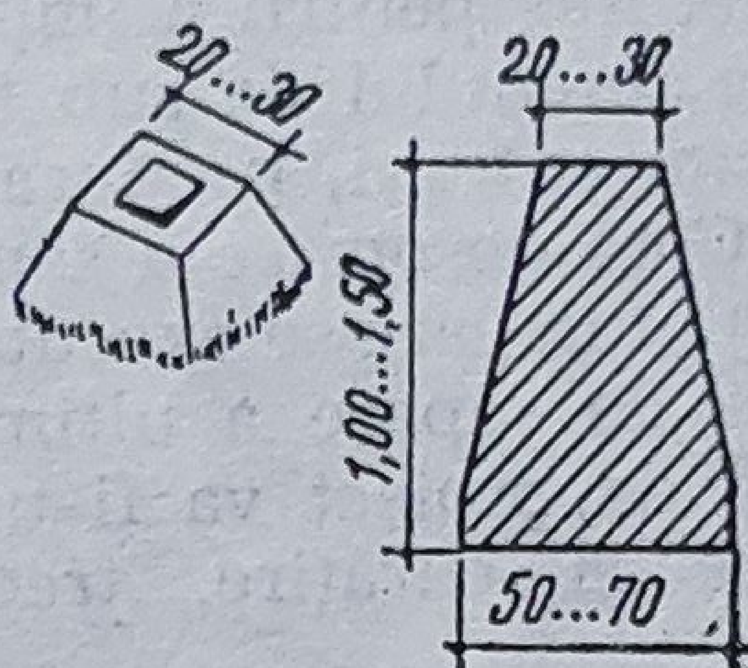


Fig. 17.2. Bornă din beton.

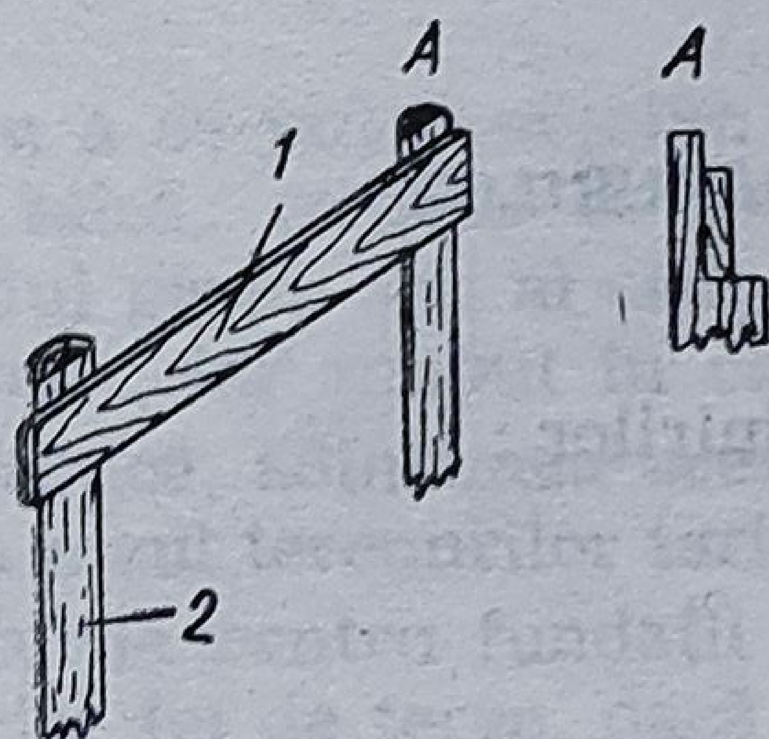


Fig. 17.3. Martor din lemn :
1 — dulap; *2* — țăruș (∅10 . . . 15 cm.

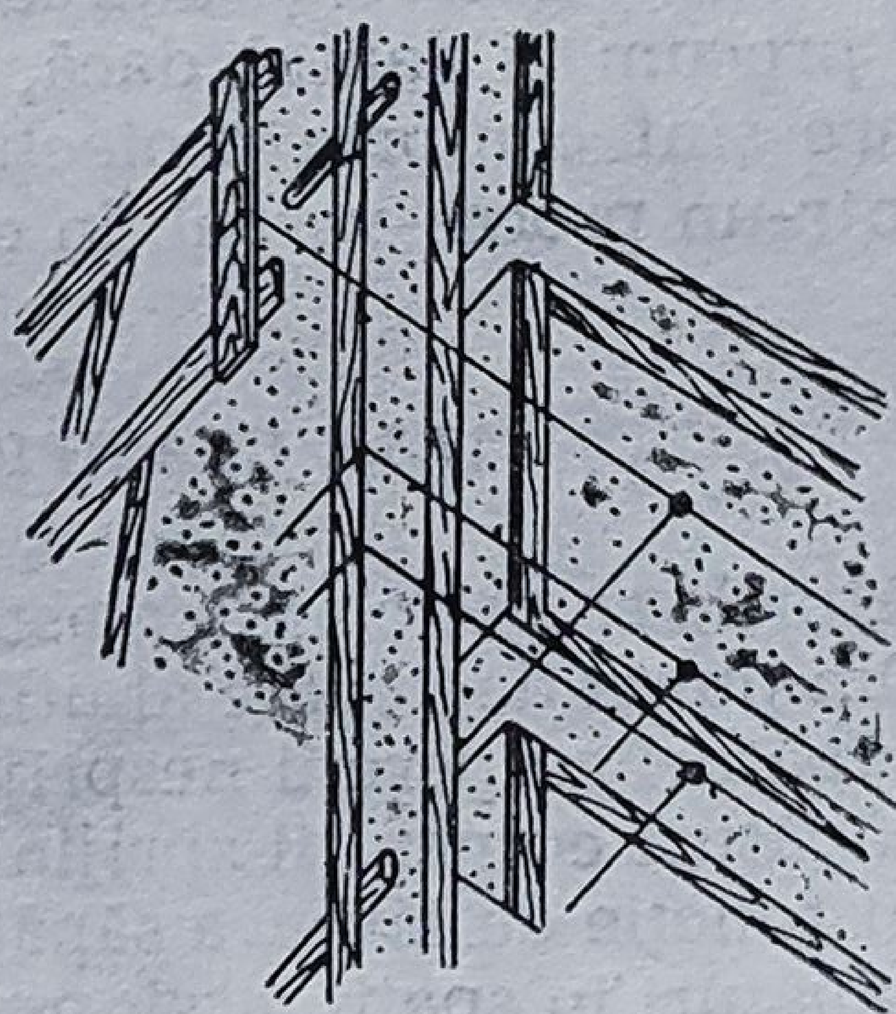


Fig. 17.4. Trasarea cu ajutorul martorilor și a firului cu plumb.

17.3. EXECUTAREA SĂPĂTURILOR

17.3.1. GENERALITĂȚI

După marcarea pe teren a conturului gropii de fundație, urmează executarea săpăturilor prin metodele descrise în cursul de tehnologia executării lucrărilor de construcții.

La executarea săpăturilor se va urmări : planul săpăturilor, planul fundațiilor precum și planul de gospodărire subterană a amplasamentului. Planul de gospodărire subterană trebuie să fie pus la dispoziția constructorului de către beneficiarul lucrării, în el fiind marcate eventualele instalații subterane (cabluri electrice, cabluri telefonice, conducte de apă etc.).

Groapa de fundație se execută de la început cu dimensiunile ei definitive, deoarece o mărire a ei în timpul lucrului devine foarte anevoioasă.

În adîncime, groapa de fundație pentru fundațiile directe se sapă pînă la cota indicată de proiectul de execuție. În cazul cînd turnarea betonului în fundație nu se poate face imediat după executarea săpăturii, săpătura

va fi oprită la o cotă mai ridicată decît cota de fundare, urmînd ca acest ultim strat să fie săpat numai înainte de executarea fundațiilor. Acest lucru este necesar pentru a împiedica modificarea caracteristicilor fizico-mecanice ale terenului de sub talpa fundației datorită influenței factorilor atmosferici externi, pe durata efectuării pregătirilor pentru turnarea fundațiilor. Cota de oprire a săpăturii este în funcție de natura terenului și de anotimpul în care se execută lucrarea.

Operația de săpare a ultimului strat pentru aducerea săpăturii la cota indicată de proiect va fi urmată de pregătirea fundului gropii prin orizontalizare și curățire, trecîndu-se apoi la turnarea betonului în fundație.

Înainte de începerea executării fundațiilor, după ce săpăturile au fost terminate și gropile pregătite pentru turnarea betonului, se efectuează recepția acestora. Cu această ocazie, proiectantul și executantul lucrării cercetează atent natura și starea fizică a terenului de la nivelul cotei de fundare, precum și faptul dacă, cotele de nivel și dimensiunile gropilor de fundare sînt conform proiectului de execuție. Concluziile rezultate se înscriu într-un proces-verbal, în caietul de șantier.

17.3.2. CLASIFICAREA SĂPĂTURILOR

Săpăturile se pot clasifica astfel :

a) Din punct de vedere al utilizării sprijinirilor :
— săpături cu pereții nesprijiniți ;
— săpături cu pereții sprijiniți.

b) În funcție de lățimea săpăturilor :
— săpături în spații largi, peste 2,5 m ;
— săpături în spații înguste, între 1,0 și 2,5 m ;
— săpături în spații foarte înguste, sub 1,0 m.

c) După greutatea întîmpinată la săpare :
— săpături în teren slab (nisip, pămînt vegetal) ;
— săpături în teren mijlociu (nisip îndesat, pietriș mărunt, argilă nisipoasă, loess umed etc.) ;
— săpături în teren tare (argilă grasă, loess uscat etc.) ;
— săpături în terenuri foarte tari (argilă compactă, marnă compactă, loess compact întărit, pămînt înghețat etc.).

d) După modul de execuție :
— săpături manuale ;
— săpături mecanizate ;
— săpături prin explozie.

În cele ce urmează se va analiza problema utilizării sprijinirilor la lucrările de săpătură pentru fundații.

17.3.3. SĂPĂTURI CU PEREȚII NESPRIJINIȚI

Săpăturile nesprijinite se pot executa cu pereți verticali și în taluz (fig. 17.5, *a* și *b*).

Săpăturile cu pereți verticali nesprijiniți se pot executa numai în pămînturi coezive și pe o adîncime relativ mică :

$$z_0 = \frac{4c}{\gamma}, \qquad (17.1)$$

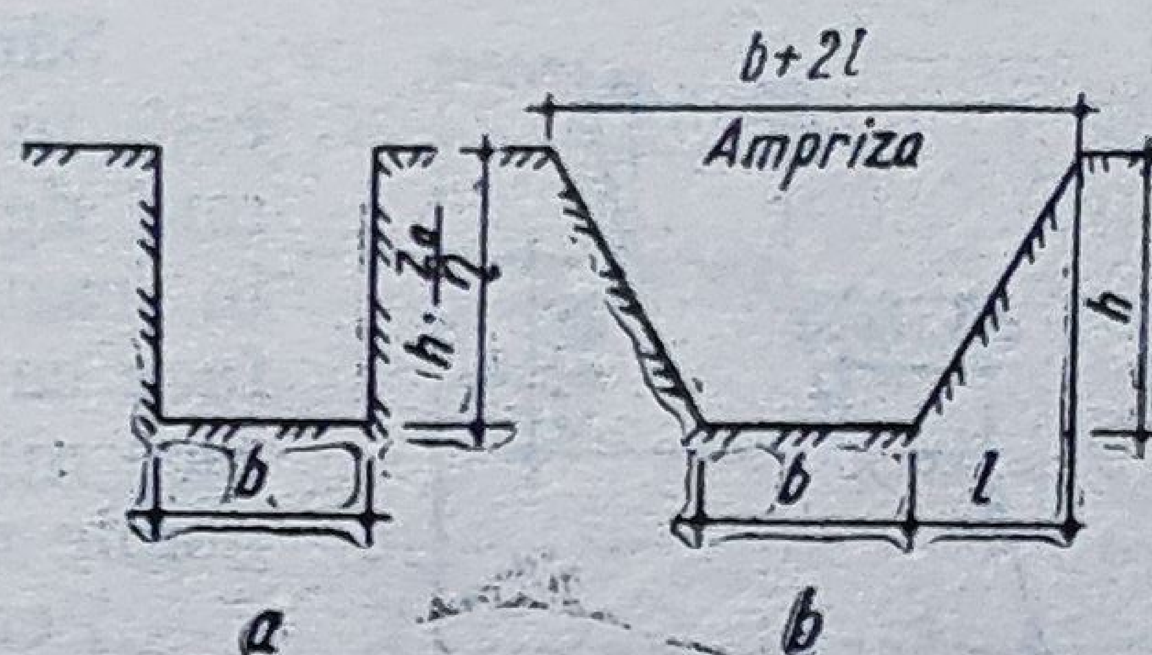


Fig. 17.5. Săpături nesprijinite :
a — pereți verticali; *b* — pereți în taluz.

unde :

c este coeziunea specifică a pămîntului ;

γ — greutatea volumică a pămîntului.

Aplicînd un coeficient de siguranță $\eta=1{,}5\ldots2$, rezultă înălțimea admisă a săpăturii cu pereții verticali :

$$h=\frac{z_0}{\eta}=\frac{4c}{\eta\cdot\gamma}. \tag{17.2}$$

Pentru a se putea efectua săpături verticale fără sprijiniri, chiar pe adîncime mică, trebuie ca umiditatea naturală a pămîntului să fie redusă, fundul gropii sau al șanțului să se găsească deasupra nivelului apelor subterane, iar timpul în care săpătura rămîne deschisă să fie scurt.

În practică, adîncimea acestor săpături poate fi de maximum 2,00 m, chiar și în cazul terenurilor tari și foarte tari.

Săpăturile pentru fundații nesprijinite cu pereți în taluz se pot executa în orice fel de teren, dacă există următoarele condiții :

— pămîntul are o umiditate naturală de 12 . . . 18% și se asigură condițiile ca ea să nu crească ;

— săpătura de fundație nu stă deschisă mult timp ;

— panta taluzului săpăturii, definită prin tangenta unghiului de înclinare față de orizontală (tg $\alpha=h/l$) nu depășește valorile maxime admise (tab. 17.1).

TABELUL 17.1

Valori tg α pentru panta taluzului săpăturii

Denumirea pămînturilor	Panta taluzurilor (h/l) pentru lățimea fundului săpăturii			
	$b\geq3$ m		$b<3$ m	
	cînd adîncimea săpăturii este			
	$h<5$ m	$h\geq5$ m	$h<3$m	$h\geq3$ m
Pămînt de umplutură, nisip, balast	1 : 1,25	1 : 1,50	1 : 1,25	1 : 1,25
Pămînt nisipos	1 : 0,67	1 : 1,00	1 : 0,67	1 : 1,00
Pămînt argilos	1 : 0,50	1 : 0,50	1 : 0,67	1 : 0,75
Argilă	1 : 0,35	1 : 0,67	1 : 0,50	1 : 0,67
Loess	1 : 0,50	1 : 0,75	1 : 0,50	1 : 0,75
Șist compact	1 : 0,10	1 : 0,25	1 : 0,10	1 : 0,25

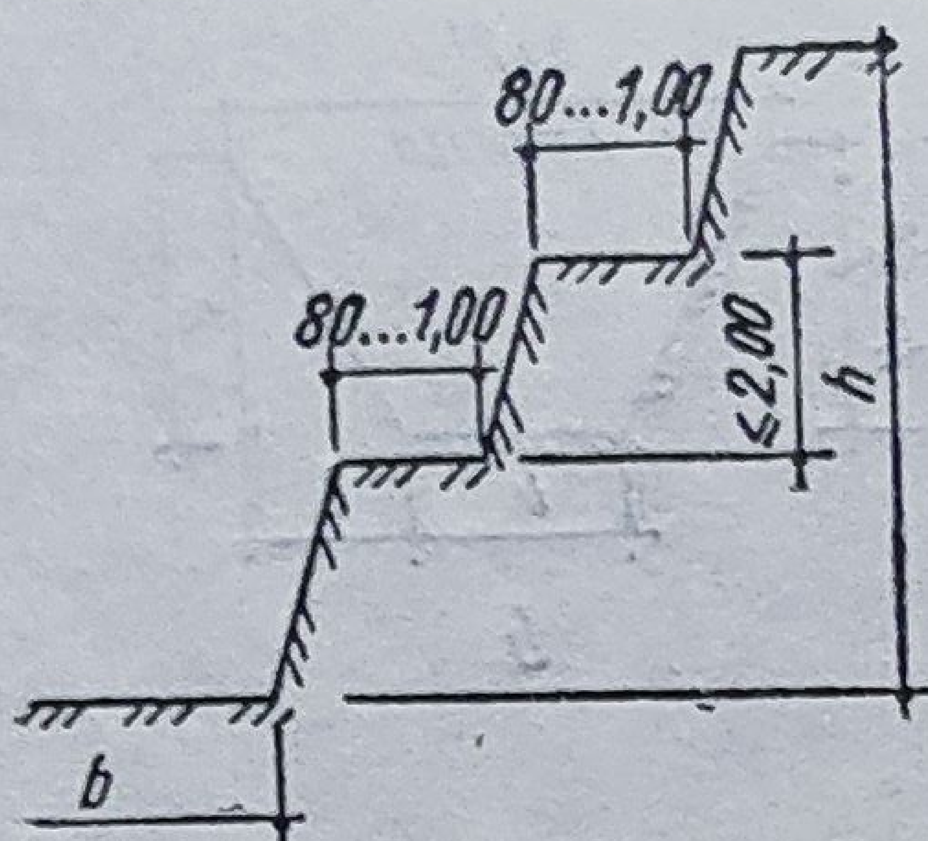


Fig. 17.6. Săpătură în taluz.

Săpăturile nesprijinite (fig. 17.6) cu pereții în taluz, elimină sprijinirile, însă volumul de săpătură este mult mai mare decît în cazul folosirii sprijinirilor. Acest lucru face ca adaptarea soluției de săpătură să se facă numai pe baza unui calcul tehnico-economic comparativ.

Pentru a nu periclita stabilitatea pereților săpăturilor nesprijinite, atît la cele cu pereți verticali cît și la cele în taluz, este interzisă depozitarea pămîntului evacuat la o distanță mai mică de 0,50 m de la marginea superioară a săpăturii, iar a materialelor la o distanță mai mică de 2,00 m.

În cazul unei săpături nesprijinite, în spații largi, executate cu mijloace mecanice (fig. 17.7) nu este permisă depozitarea pămîntului rezultat din excavare la o distanță mai mică de 0,50 m de creasta taluzului. De obicei, pămîntul este încărcat direct în mijloacele de transport.

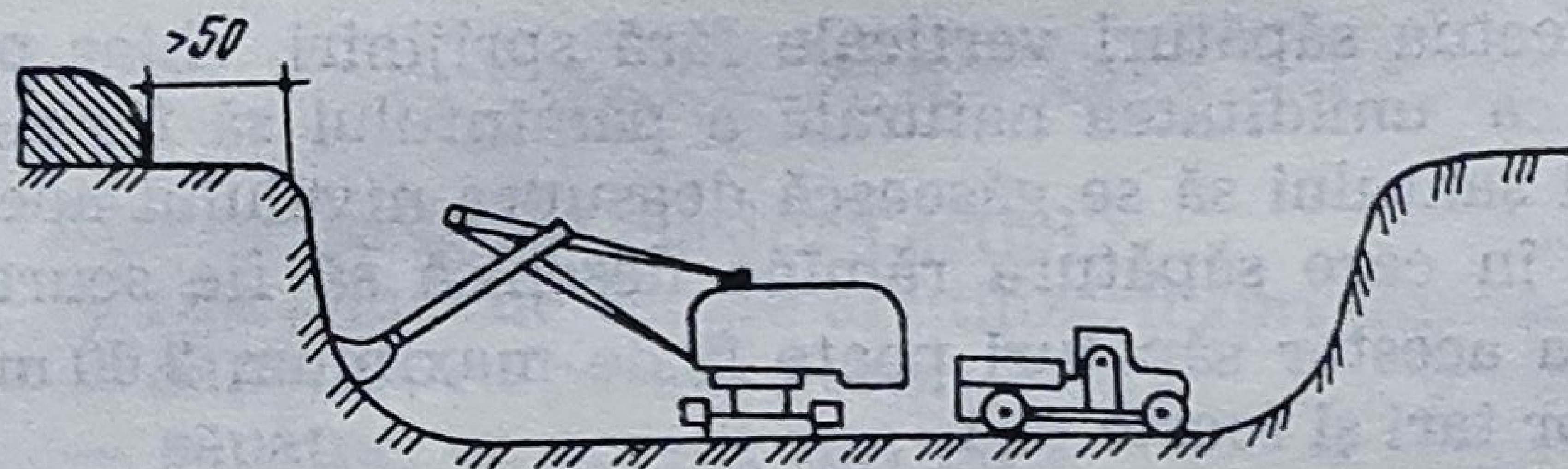


Fig. 17.7. Săpătură nesprijinită.

Datorită coeziunii ridicate, unele pămînturi argiloase pot fi săpate cu taluzuri verticale. Înălțimea teoretică pe care se poate menține un asemenea taluz este cea din relația 17.2. Totuși, aplicarea acestei relații implică posibilitatea argilei de a prelua eforturi unitare de întindere. În realitate, posibilitatea pămînturilor argiloase de a prelua un timp mai îndelungat eforturi de întindere este limitată. De regulă, la suprafața terenului se dezvoltă crăpături prin care apa din precipitații pătrunde exercitînd o împingere care duce la desprinderea treptată a unor blocuri din mal. În timp, peretele nesprijinit își modifică forma (fig. 17.8).

Normele de protecția muncii prescriu pante maxime admise la săpăturile nesprijinite, în funcție de adîncimea și de natura pămînturilor (v. tab. 17.1).

De asemenea, există prescripții oficiale care indică valorile uzuale ce se adoptă pentru pantele taluzurilor, rambleelor și debleurilor la terasamentele de cale ferată cu înălțimi de pînă la 12 m, în funcție de tipul pămînturilor.

Folosirea valorilor tabelate ale pantelor taluzurilor nu exclude necesitatea cunoașterii naturii terenului de pe amplasamentul lucrării.

În figura 17.9 este arătat un rambleu care își pierde stabilitatea prin alunecări de-a lungul unei suprafețe amorsate în stratul de pămînt moale aflat aproape de suprafața terenului.

Săpăturile nesprijinite, cu pereții în taluz, elimină sprijinirile, însă volumul de săpătură este mult mare decît în cazul folosirii sprijinirilor. Acest lucru face ca adoptarea soluției de săpătură să se facă numai pe baza unui calcul tehnico-economic comparativ.

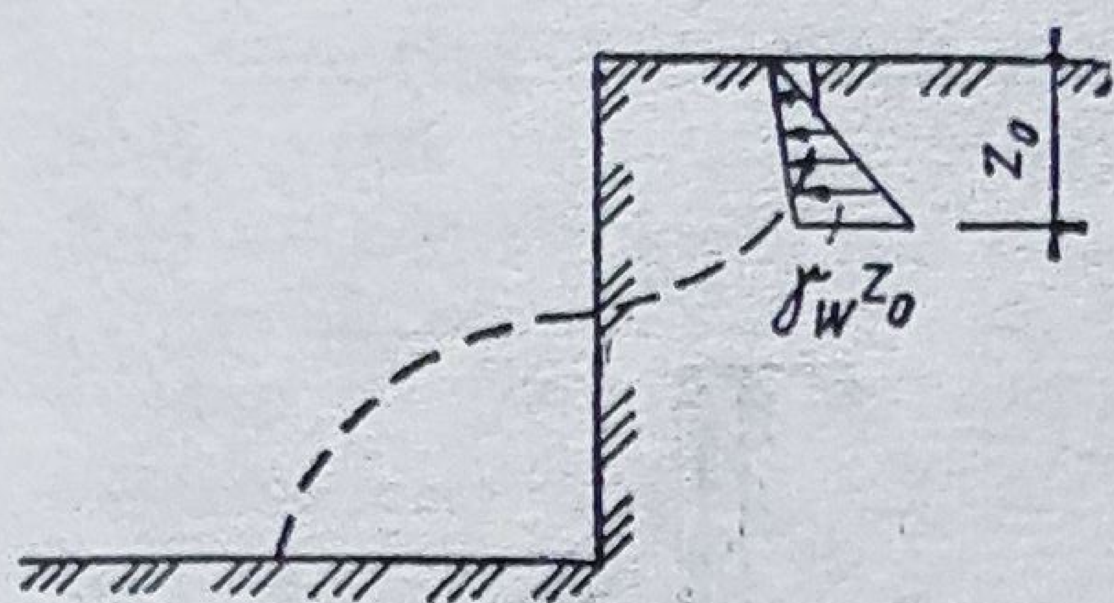


Fig. 17.8. Cedarea malului vertical nesprijinit.

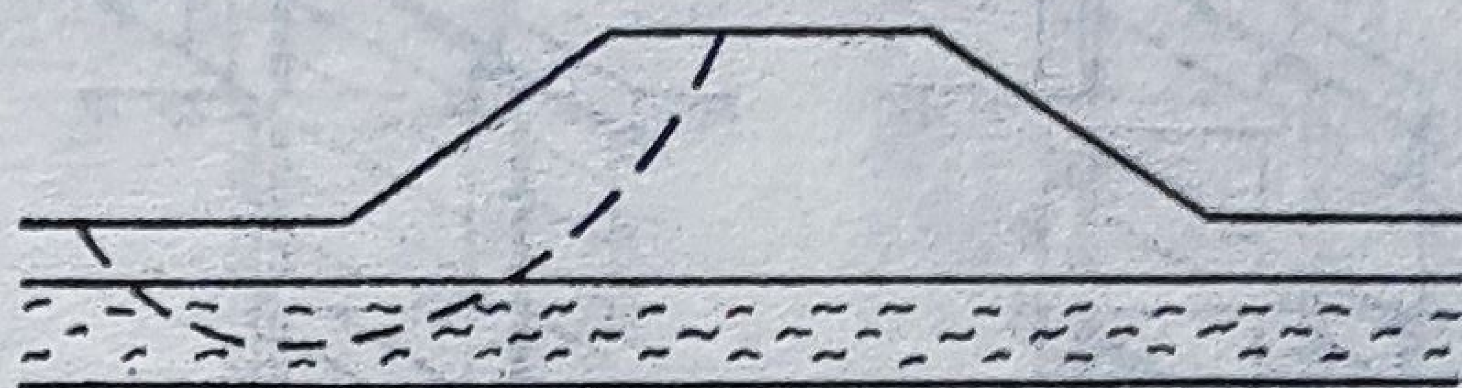


Fig. 17.9. Suprafaţa de cedare a unui taluz, amorsată în cuprinsul stratului moale aflat sub piciorul taluzului.

14.3.4. SĂPĂTURI CU PEREŢII SPRIJINIŢI

Sprijinirea pereţilor unor săpături pentru fundaţii se impune, în general, atunci cînd adîncimea acestora este mare, iar săparea în taluz cu o pantă mai mică decît valorile maxime admisibile nu este posibilă.

Executarea unor săpături adînci, cu pereţi verticali sau în taluz a cărui pantă depăşeşte pe cea admisibilă, apare în practică destul de frecvent. Astfel, cînd se execută o săpătură sub nivelul apelor subterane, se va căuta reducerea pe cît posibil a volumului gropii de fundaţie, pentru a nu avea de realizat epuismente prea mari.

În oraşe, la executarea lucrărilor edilitare (canalizări, alimentări) al căror specific este adîncimea mare, nu se pot executa săpături în taluz cu pante admisibile, din cauză că rezultă o ampriză prea mare ; suprafeţele destinate acestor săpături sînt în general limitate, datorită zonelor construite şi amenajate (clădiri, străzi etc.).

De asemenea, unele lucrări civile, în oraşe, care au cote de fundare adînci, impun efectuarea săpăturilor cu pereţi verticali sau taluzuri foarte abrupte, pentru a nu reduce spaţiul destinat lucrărilor de organizare a şantierului.

În general, în toate aceste situaţii se practică săpături cu pereţi verticali, a căror stabilitate se asigură cu ajutorul sprijinirilor.

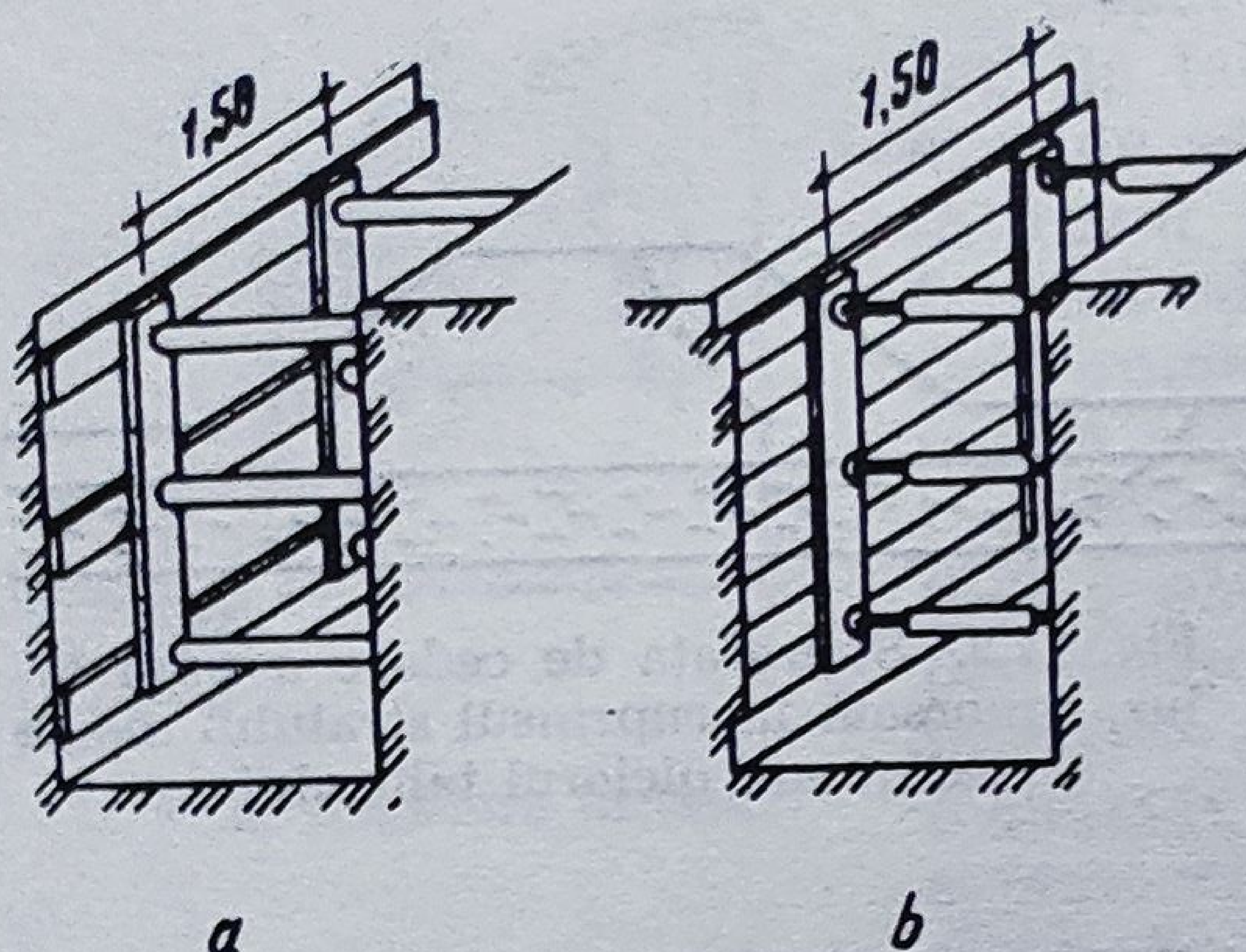
Sprijinirile se pot clasifica în două grupe mari :

— sprijiniri, executate din lemn ecarisat şi rotund, sau chiar din elemente prefabricate din beton şi metal ;

— sprijiniri cu palplanşe utilizate în cazuri speciale, la săpături adînci, precum şi atunci cînd săpătura se execută sub nivelul freatic şi există pericolul de infiltraţie sau inundare.

După modul de executare, sprijinirile obişnuite se împart în sprijiniri orizontale şi sprijiniri verticale.

Sprijinirile orizontale se folosesc în cazul pămînturilor argiloase suficient de consistente, al pietrişurilor şi al nisipurilor îndesate care au o oarecare cimentare, în care săpătura se poate menţine un timp scurt nesprijinită pe o înălţime cel puţin egală cu lăţimea dulapilor utilizaţi (20 . . . 30 cm). Pe măsura înaintării săpăturii în adîncime (după ce s-a ajuns la o adîncime de circa 1 m) pereţii verticali sînt sprijiniţi cu dulapi orizontali aşezaţi de-a lungul peretelui cu mici interspaţii între ei. Aceste interspaţii sînt cu atît mai mari cu cît terenul este mai legat (coeziune mare) şi se micşorează pe măsură ce creşte adîncimea, datorită măririi împingerii pămîntului cu adîncimea. La pămînturile argiloase fisurate, sau sensibile la acţiunea apei, dulapii orizontali se aşază fără interspaţii între



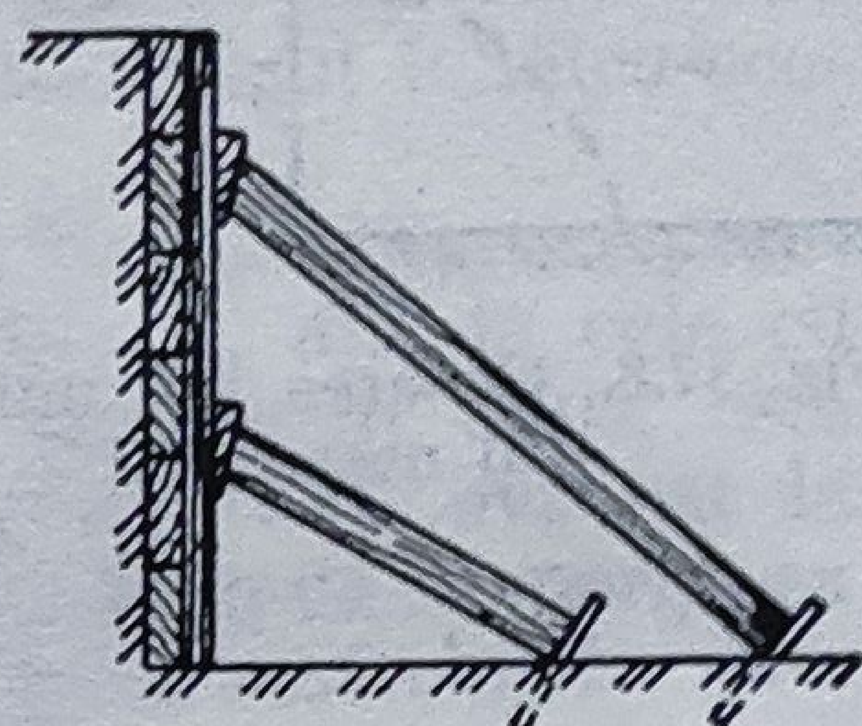


Fig. 17.10. Sprijiniri orizontale în spații înguste :
a — fixarea cu șpraițuri din lemn prin împănare; *b* — fixarea cu spraițuri metalice.

Fig. 17.11. Sprijinirea orizontală cu șpraițuri înclinate.

ei (fig. 17.10, *b*). Dulapii orizontali sînt sprijiniți prin rigle sau dulapi verticali, a căror susținere este asigurată de șpraițuri orizontale, la săpături înguste (fig. 17.10, *a* și *b*) sau de șpraițuri înclinate la gropi de fundații mai mari (fig. 17.11).

Distanța l_1 dintre dulapii verticali este în funcție de natura și de starea fizică a terenului. Pentru un teren argilos de consistență ridicată $l_1 \approx 2{,}0$ m, iar la consistență mai slabă $l_1 \simeq 1{,}5$ m. Șpraițurile sînt din lemn rotund, fixarea făcîndu-se cu pene din lemn tare (fig. 17.10, *a*). La executarea săpăturilor în spații înguste (fundații continue, canalizări etc.) se pot utiliza șpraițuri metalice de inventar (fig. 17.10, *b*).

În cazul unei săpături cu lățime mai mare de 6,0 m, dacă fixarea sprijinirii se face cu șpraițuri orizontale, acestea trebuie să fie contravîntuite prin grinzi și contrafișe în plan orizontal și sprijinite pe verticală în dreptul nodurilor, pentru a împiedica cedarea prin flambaj sau încovoiere sub greutate proprie (fig. 17.12).

În unele situații este necesar ca spațiul ocupat de sprijiniri (în special de șpraițuri) să fie cît mai redus, adică groapa de fundație să fie cît mai liberă. În acest sens se folosesc pentru sprijinire grinzi metalice (șine de cale ferată, profile laminate) care se bat în teren la distanță de 1,5 ... 2,0 m. Pe aceste grinzi sprijină dulapii orizontali, care se fixează cu ajutorul unor pene (fig. 17.13, *a*) sau al unor dispozitive metalice (fig. 17.13, *b*).

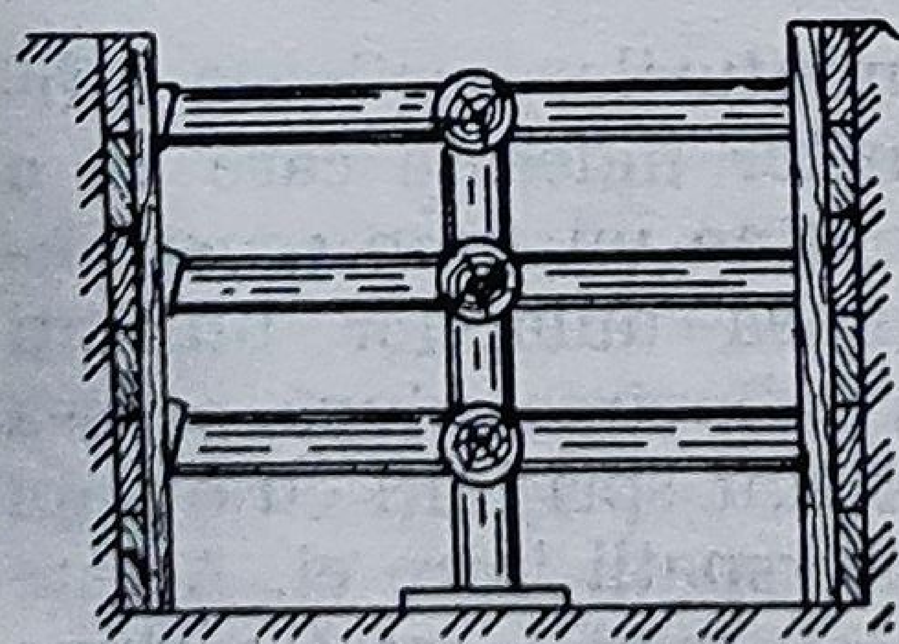


Fig. 17.12. Sprijinirea orizontală cu șpraițuri contravîntuite.

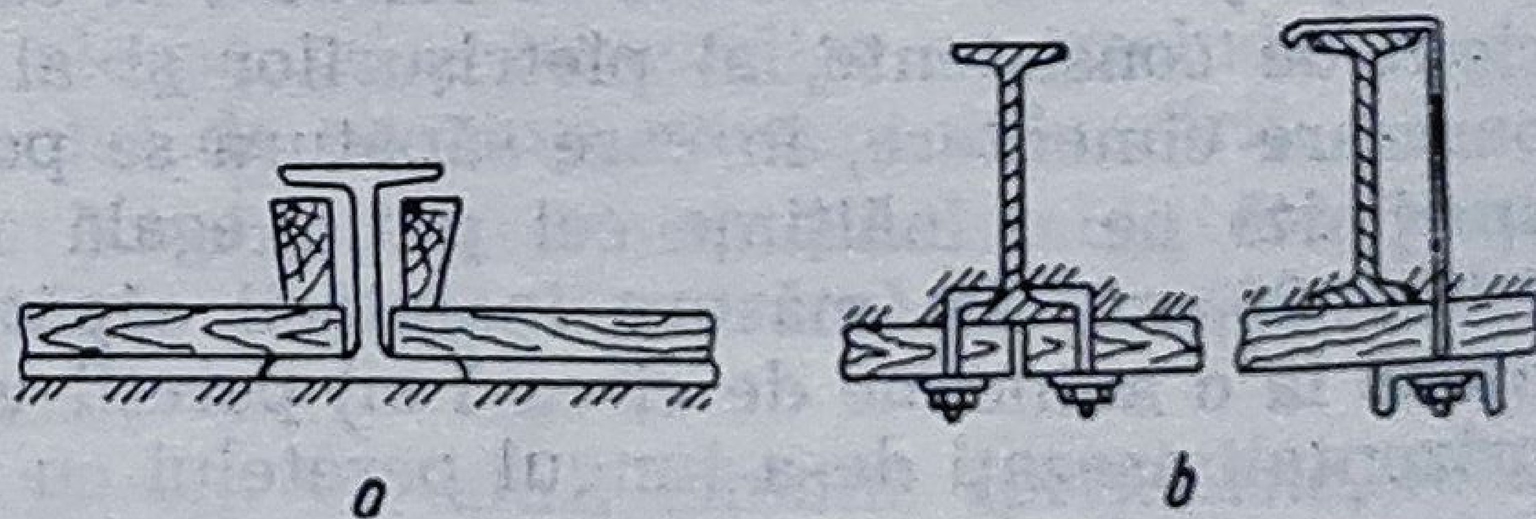


Fig. 17.13. Prinderea dulapilor orizontali cu dispozitive metalice :
a — prinderea cu pene; *b* — prinderea cu dispozitive metalice.

Datorită încastrării realizate prin batere în teren, aceste grinzi preiau împingerea pămîntului fără a mai fi nevoie de şpraiţuri. În cazul săpăturilor adînci, grinzile metalice se ancorează la partea superioară. La săpături cu adîncimi mai reduse (pînă la 3—4 m), grinzile metalice pot fi înlocuite cu piloţi din lemn înfipţi în fundul gropii şi ancoraţi la partea superioară (fig. 17.14).

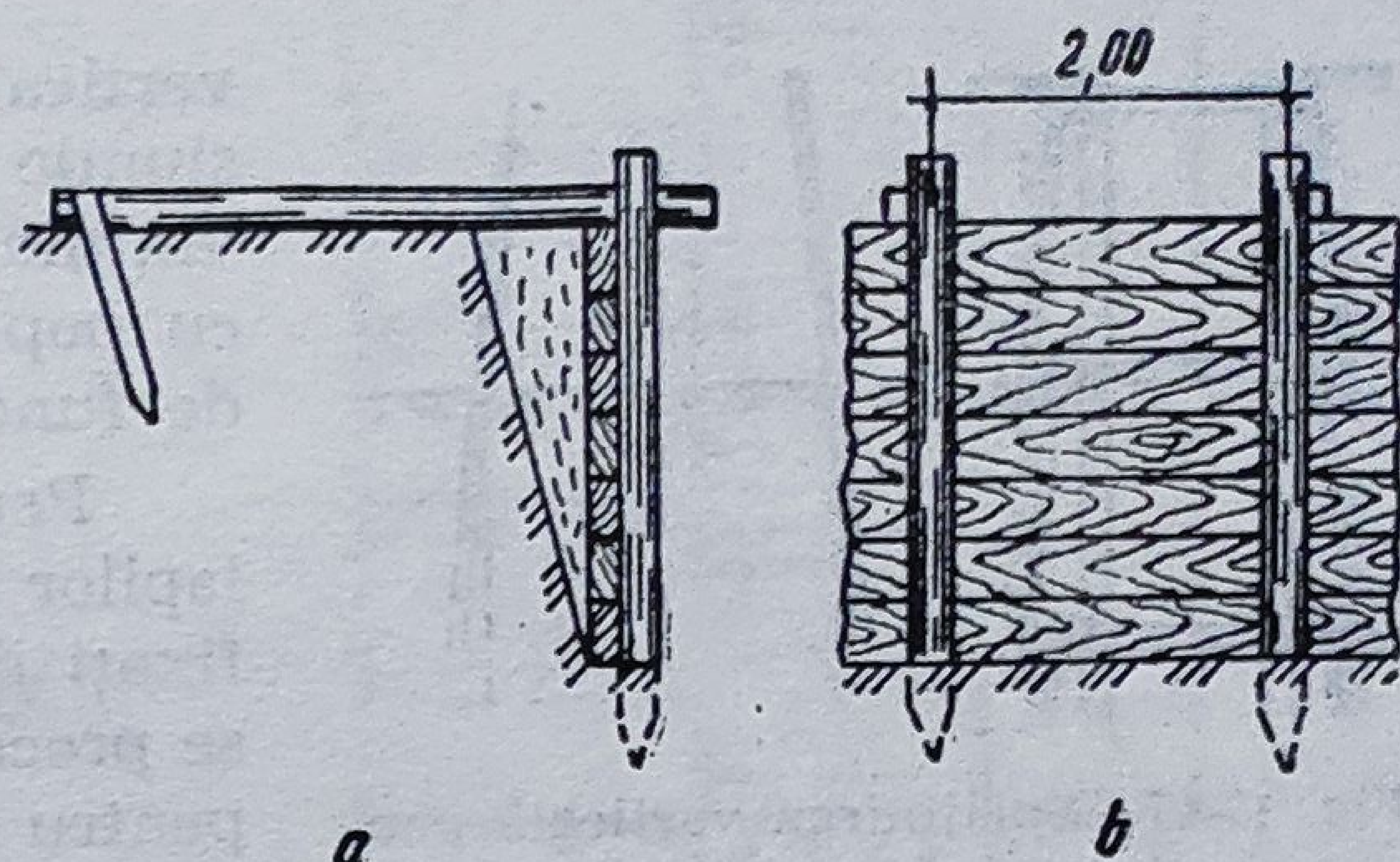


Fig. 17.14. Sprijinirea orizontală fără şpraiţuri (cu piloţi):
a — secţiune verticală; *b* — vedere laterală.

Sprijinirile verticale se folosesc la săpături executate în pămînturi fără coeziune sau cu coeziune slabă, în pămînturile argiloase de consistenţă redusă, precum şi în cazul cînd sînt de aşteptat infiltraţii de apă în groapa de fundaţie.

Pentru executarea acestor sprijiniri, dulapii verticali, aşezaţi alăturat, sînt introduşi treptat în teren prin batere, pe măsura avansării în adîncime a săpăturii. Pentru ca pămîntul să nu se prăbuşească cu ocazia adîncirii gropii de fundaţie, dulapii se bat înainte de a efectua săpătura pe o adîncime de 50 . . . 60 cm. Baterea se poate face cu un berbec uşor sau cu un ciocan pneumatic, ea fiind uşurată printr-o ascuţire a capetelor inferioare ale dulapilor sub formă de cuţit.

În cazul unor săpături continue în spaţii înguste, a căror adîncime nu depăşeşte lungimea dulapilor, sprijinirea verticală se poate executa conform detaliului din figura 17.15 unde dulapii verticali sînt susţinuţi de dulapi orizontali fixaţi cu şpraiţuri.

Cînd şanţurile se efectuează în spaţii largi, sprijinirea peretelui de dulapi verticali se face cu ajutorul unor cadre orizontale, care se montează pe măsura coborîrii peretelui şi de care se fixează fiecare dulap vertical cu ajutorul penelor (fig. 17.16).

Cadrele se execută din lemn rotund sau semiecarisat. Pe verticală cadrele se montează la distanţa de 1 . . . 1,5 m, solidarizîndu-se cu rigle

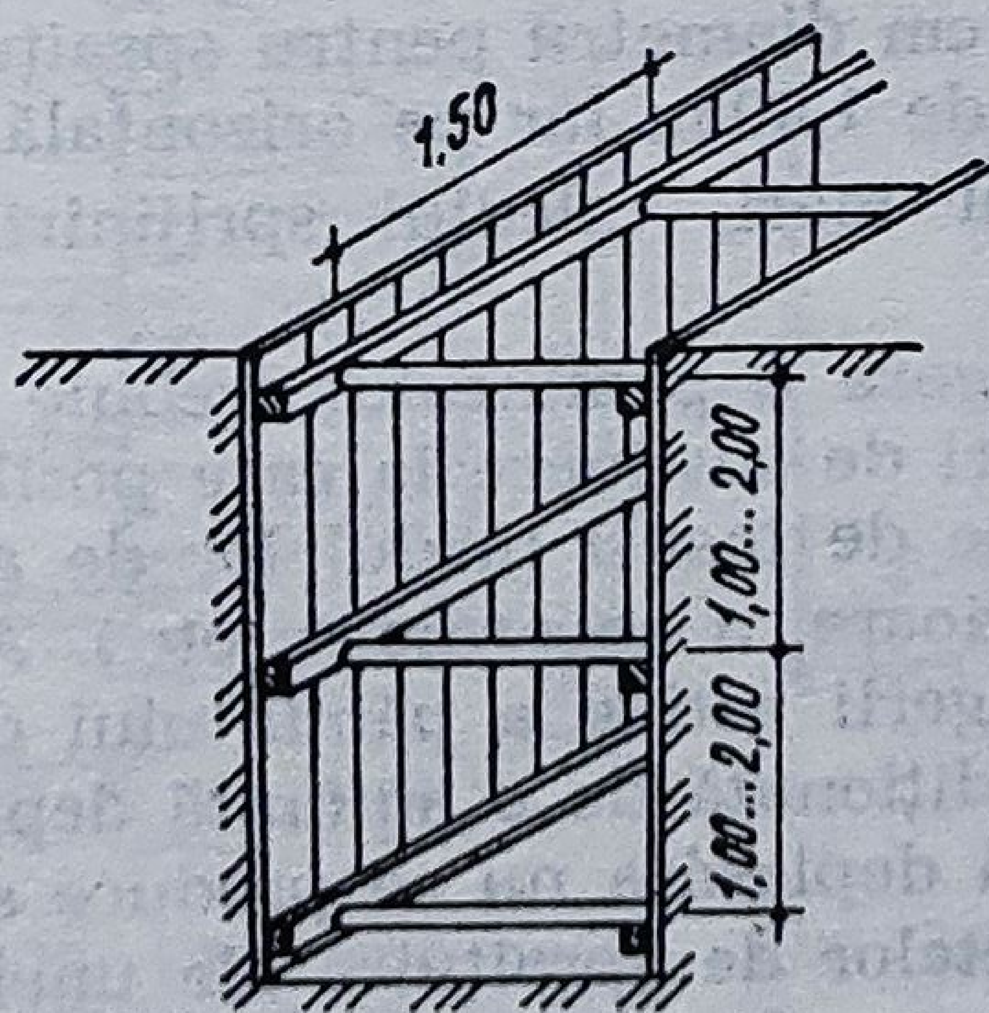


Fig. 17.15. Sprijinirea verticală cu şpraiţuri orizontale.

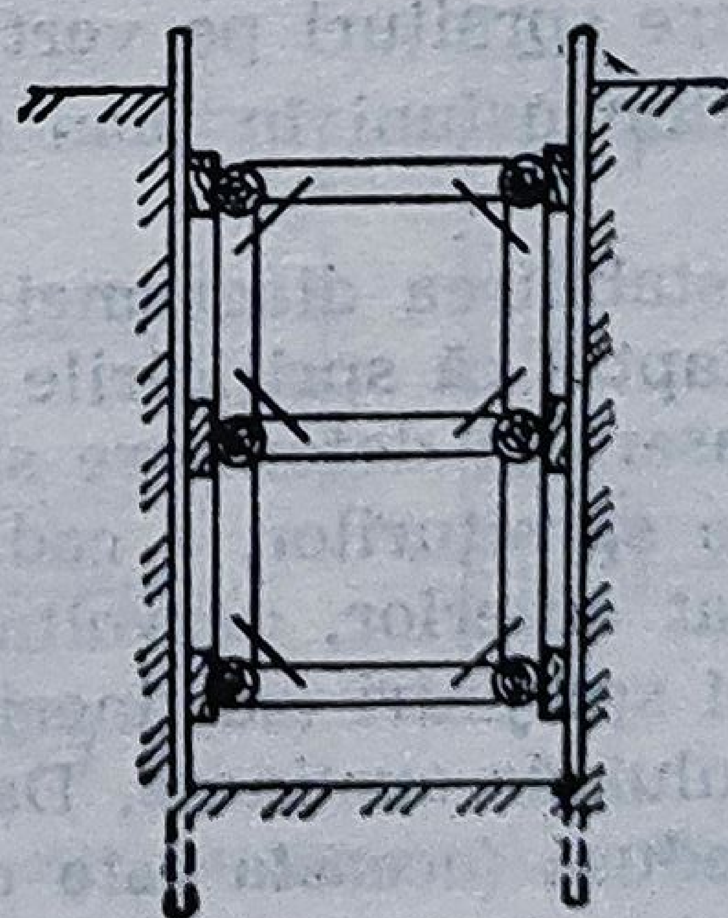


Fig. 17.16. Sprijinirea verticală cu cadre orizontale.

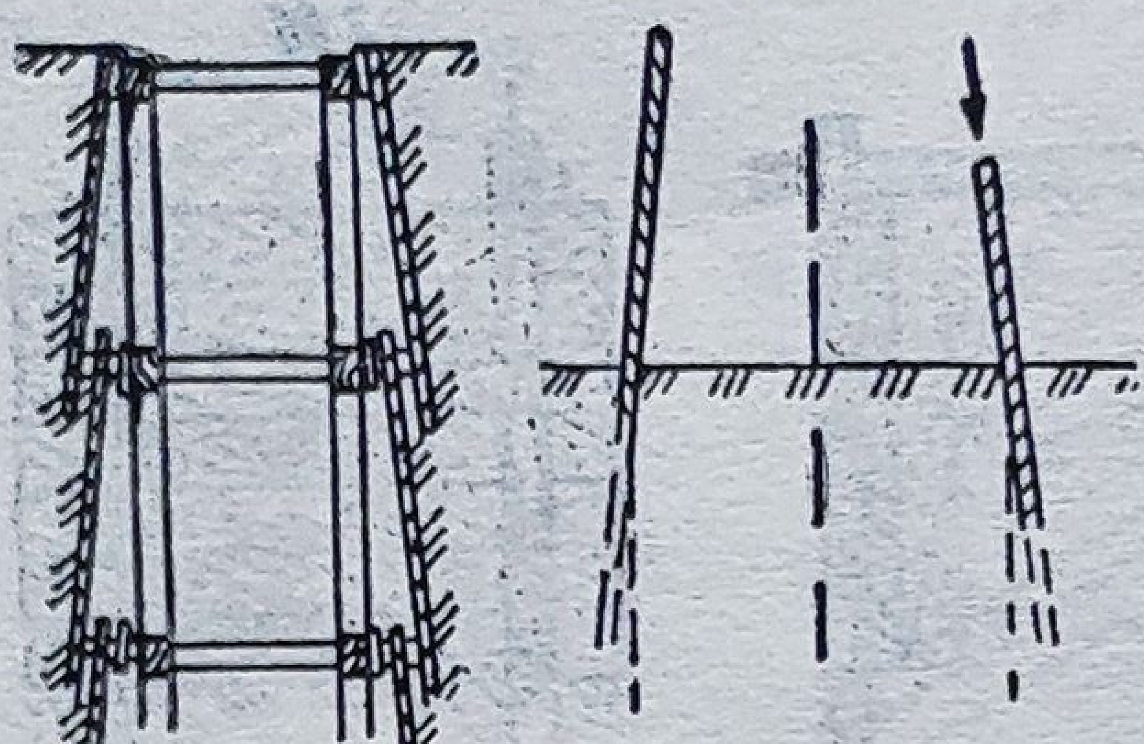


Fig. 17.17. Sprijinirea verticală pentru săpături adînci.

verticale prinse cu scoabe. Dacă dimensiunile cadrelor sînt mari ele se contravîntuiesc în plan orizontal și se susțin cu popi care reazemă pe fundul gropii de fundație.

Pentru a se putea face baterea dulapilor verticali, după ce aceștia au fost fixați de cadrele orizontale prin pene, se procedează la slăbirea penelor numai pentru dulapul care se bate, asigurîndu-se astfel tot timpul o bună sprijinire a gropii de fundație.

În cazul unor săpături adînci cu pereți verticali, executate în terenuri cu presiuni mari, se utilizează metode miniere, cu dulapi introduși înclinat și sprijiniți de cadre orizontale (fig. 17.17). Se execută o săpătură de 0,20 . . . 0,30 m pe toată suprafața, se montează primul cadru de susținere și se bate primul șir de dulapi pe întregul contur al săpăturii, dulapii avînd o oarecare înclinare față de verticală. Se sapă pămîntul pînă ce se ajunge la circa 0,50 m deasupra vîrfului dulapilor, nivelîndu-se fundul săpăturii la această cotă și montîndu-se al doilea cadru de susținere, care se solidarizează de primul cu rigle verticale. În continuare se bate un nou șir de dulapi în exteriorul cadrului, tot înclinați, ghidarea lor fiind asigurată prin așezarea unor dulapi orizontali și a unor pene.

La alegerea unor soluții privind sistemul constructiv al sprijinirilor, trebuie să se aibă în vedere asigurarea unui spațiu suficient pentru executarea săpăturii, pentru introducerea cofrajelor și turnarea betonului în fundații.

17.3.5. CALCULUL SPRIJINIRILOR

Sprijinirile trebuie să fie capabile să preia împingerea pămîntului. În mod obișnuit pentru adîncimi de pînă la 3 m și lățimi de 1 . . . 3 m, sprijinirile nu se calculează, putîndu-se adopta constructiv următoarele dimensiuni ale elementelor componente din lemn : 3,80 cm grosime pentru dulapi ; 4,8×14 cm pentru filate și 14 cm diametru pentru șpraițuri ; distanța între șpraițuri pe verticală este de 1,00 m iar pe orizontală, 2,00 m.

La dimensiuni în plan și adîncimi mari, calculul sprijinirilor este necesar.

La stabilirea diagramei de împingere a pămîntului trebuie avut în vedere faptul că sprijinirile sînt lucrări de susținere la care posibilitățile de deplasare și deformare sînt limitate de însuși modul lor de alcătuire (prezența șpraițurilor, a cadrelor interioare, a ancorajelor etc.). Așa cum s-a arătat anterior, dezvoltarea împingerii active a pămîntului din spatele unei sprijiniri (susțineri) este condiționată de o anumită deplasare a elementului de susținere. Dacă această deplasare nu se produce sau este foarte redusă (aceasta este cazul punctelor de șpraițuire ale unei sprijiniri) împingerea poate fi sensibil mai mare decît împingerea activă. Acest lucru a fost confirmat de numeroase măsurători care au arătat că atît ca mărime cît și ca distribuție, împingerea pămîntului asupra pereților unei

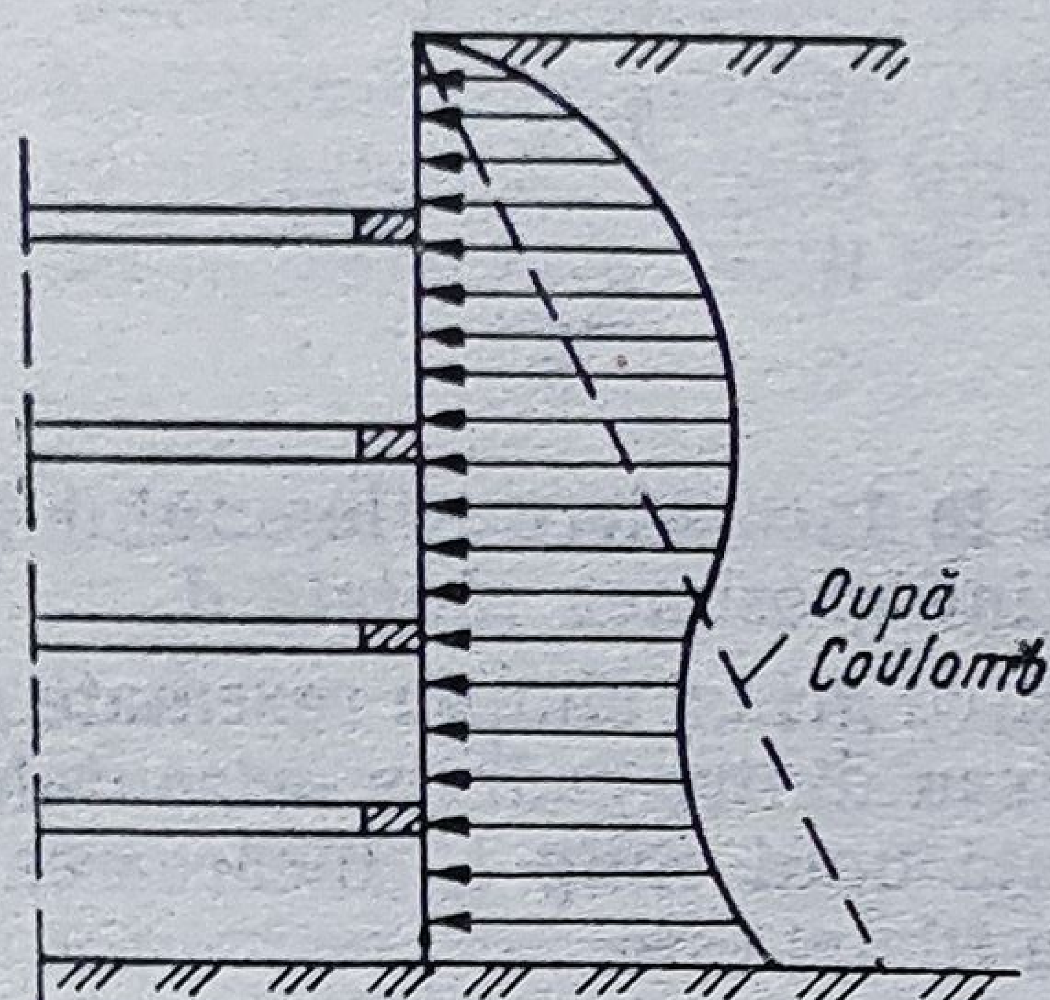


Fig. 17.18. Diagramă experimentală de împingere a pămîntului asupra unei sprijiniri.

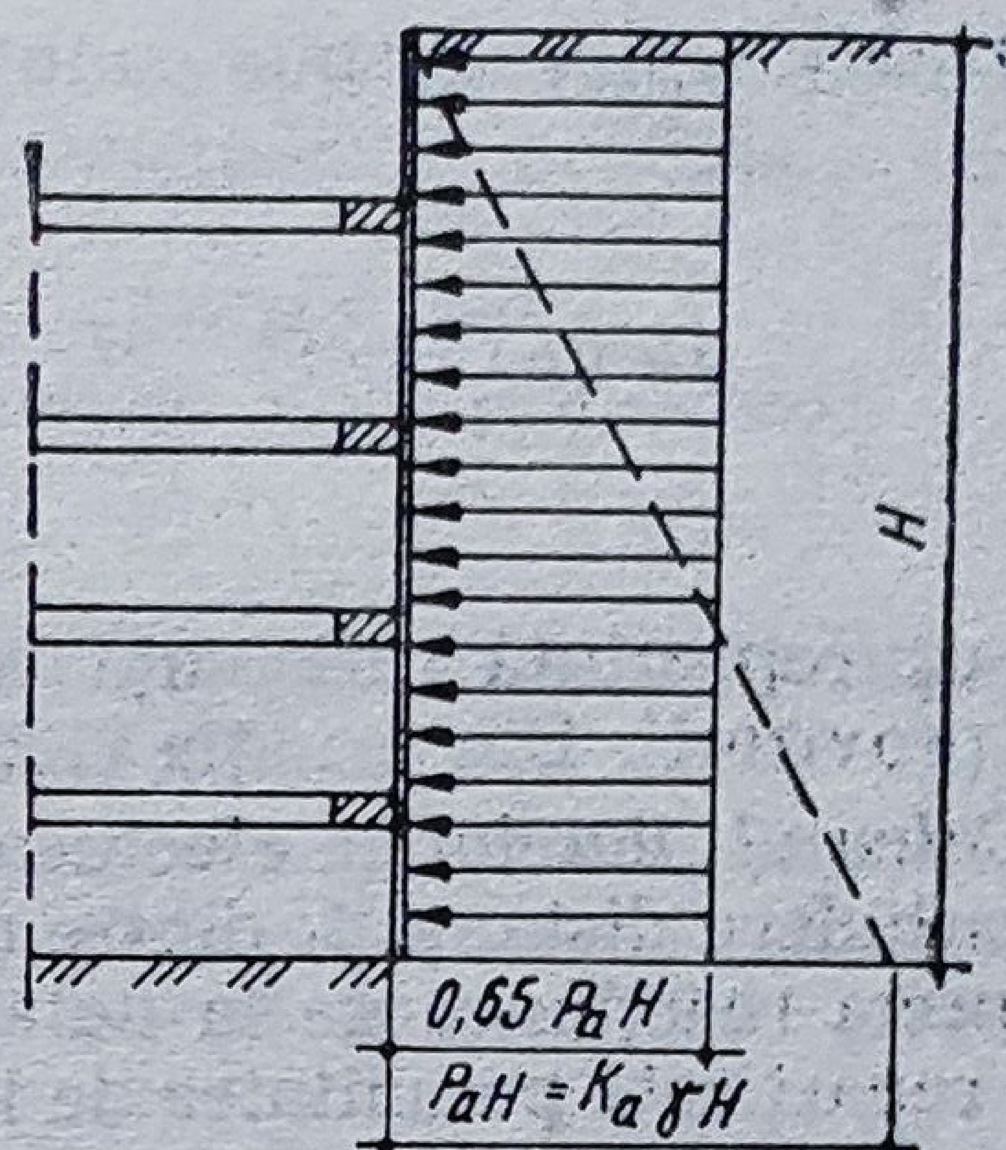


Fig. 17.19. Diagramă convențională de calcul a împingerii pămîntului necoeziv asupra sprijinirii.

sprijiniri diferă de împingerea activă calculată cu teoria lui Coulomb (fig. 17.18). În practică, se utilizează diagrame de presiuni simplificate, cum sînt cele propuse de Tschebotarioff pentru pămînturile necoezive (fig. 17.19) și Peck pentru pămînturi coezive (fig. 17.20).

Ca regulă generală, la calculul sprijinirilor nu se ține seama de continuitatea elementelor; dulapii, filatele și grinzile cadrelor se consideră simplu rezemate între două puncte succesive de reazem.

Calculul dulapilor orizontali se efectuează ca pentru grinzi simplu rezemate avînd ca deschidere distanța l_2 dintre două filate consecutive (fig. 17.21).

Pentru o lățime b a dulapului, încărcarea uniform repartizată este

$$q = p_H b = 0{,}65\,\gamma H\,\mathrm{tg}^2\left(45 - \frac{\Phi}{2}\right) b. \tag{17.3}$$

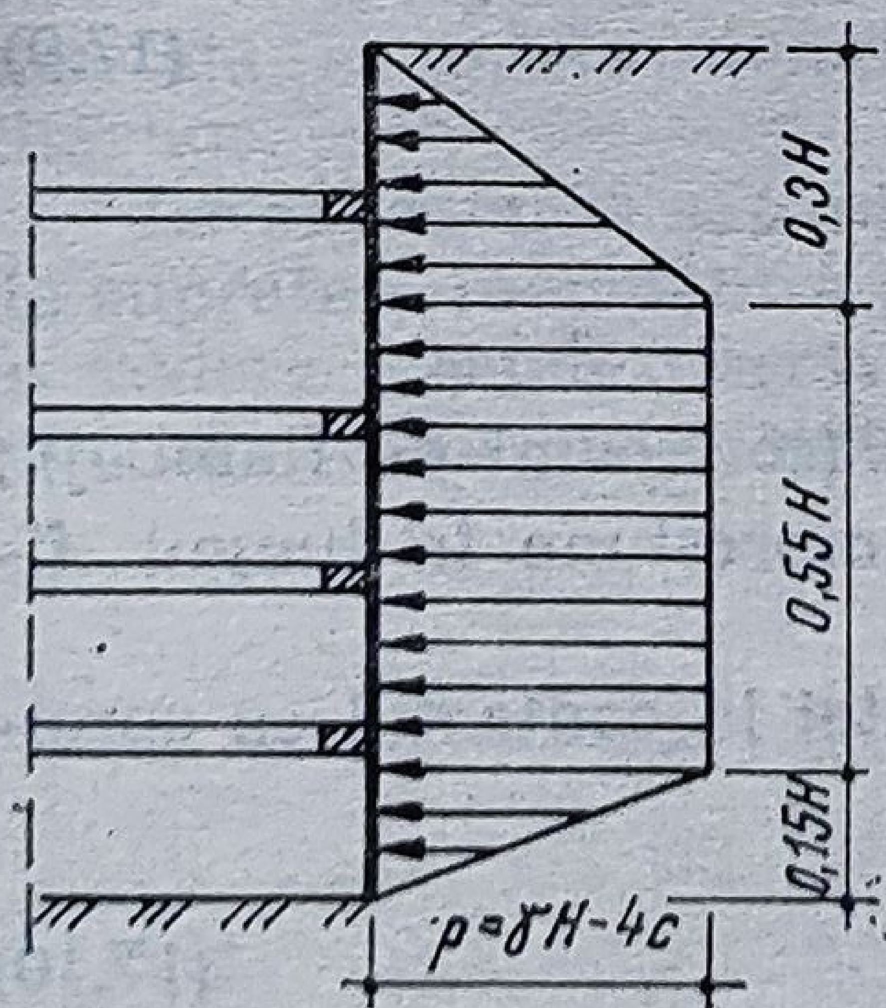


Fig. 17.20. Diagramă convențională de calcul a împingerii pămîntului coeziv asupra sprijinirii.

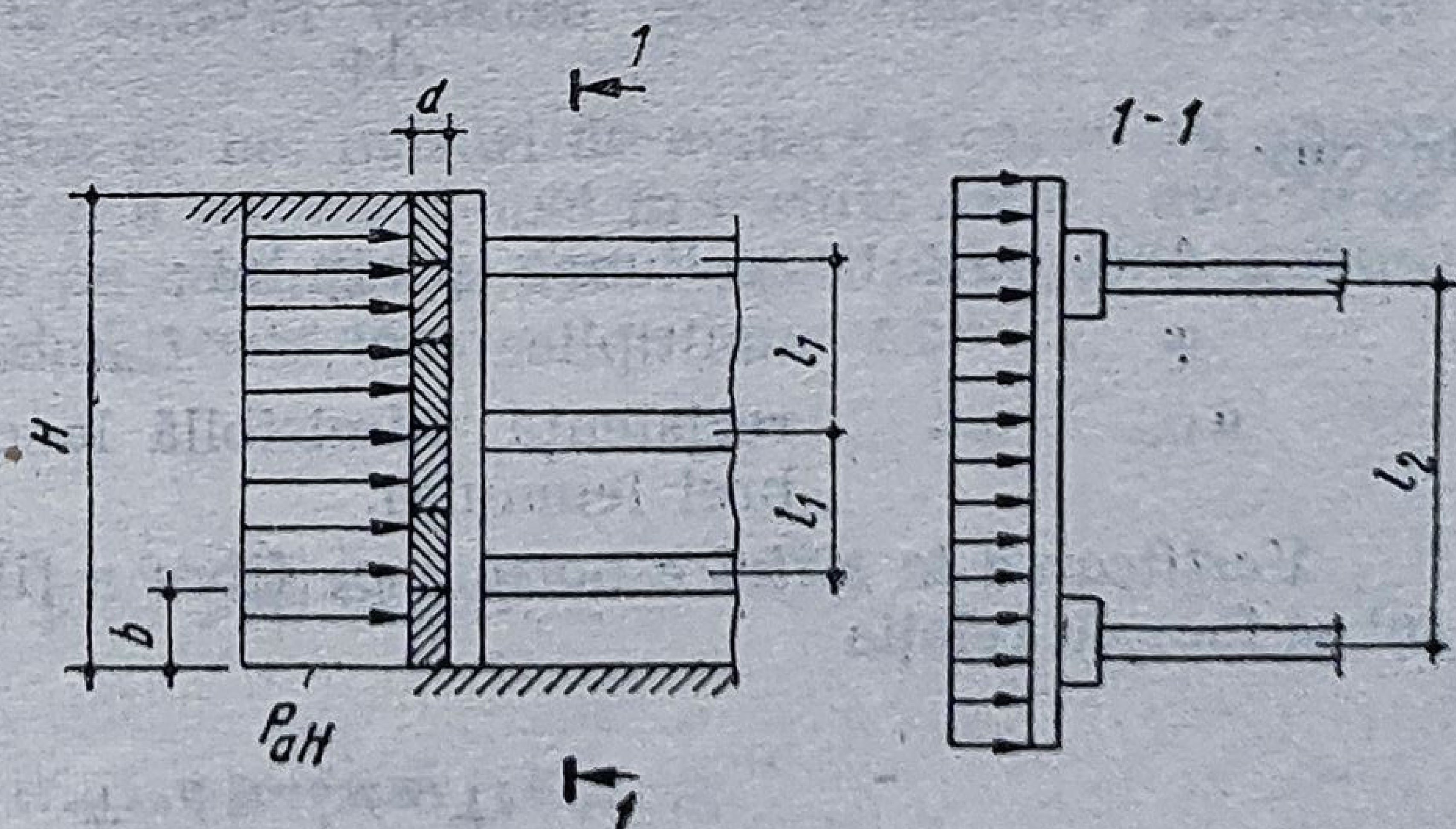


Fig. 17.21. Calculul elementelor unei sprijiniri simple.

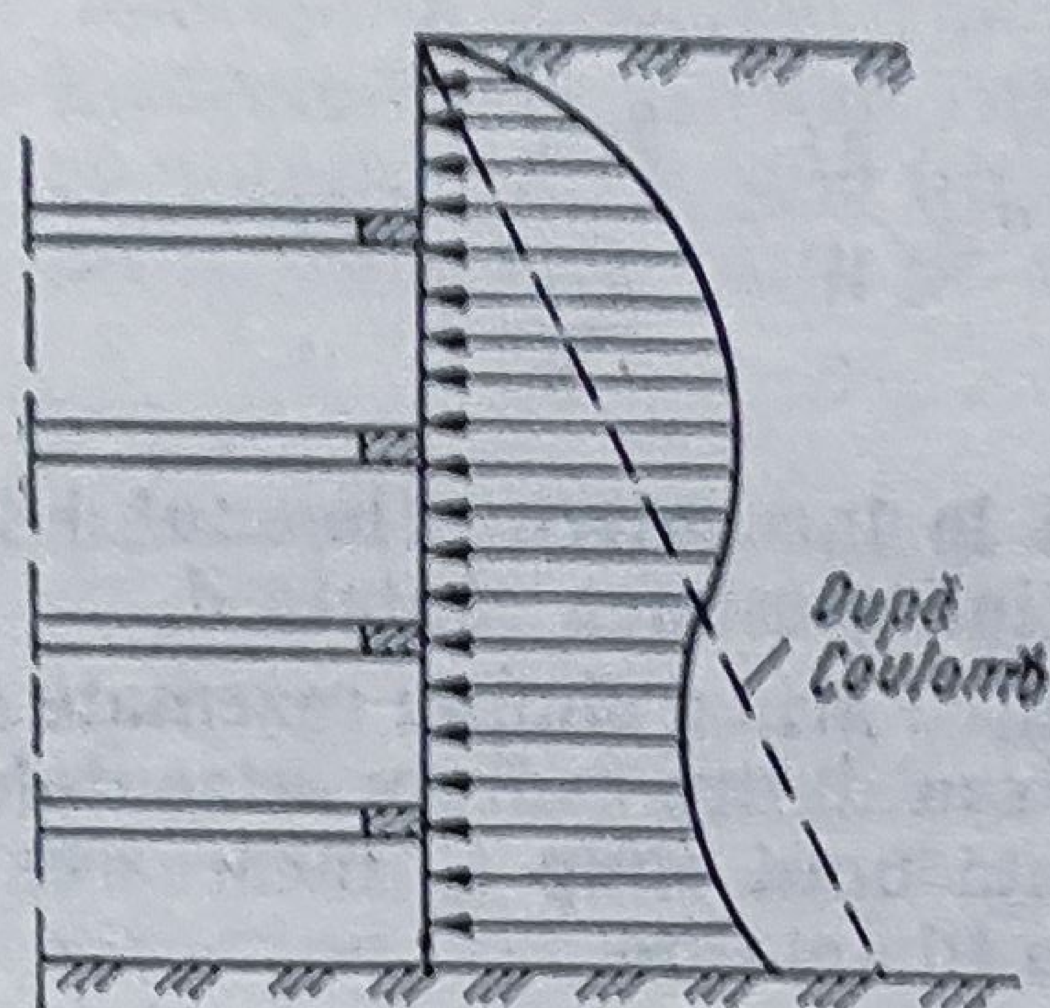


Fig. 17.18. Diagramă experimentală de împingere a pămîntului asupra unei sprijiniri.

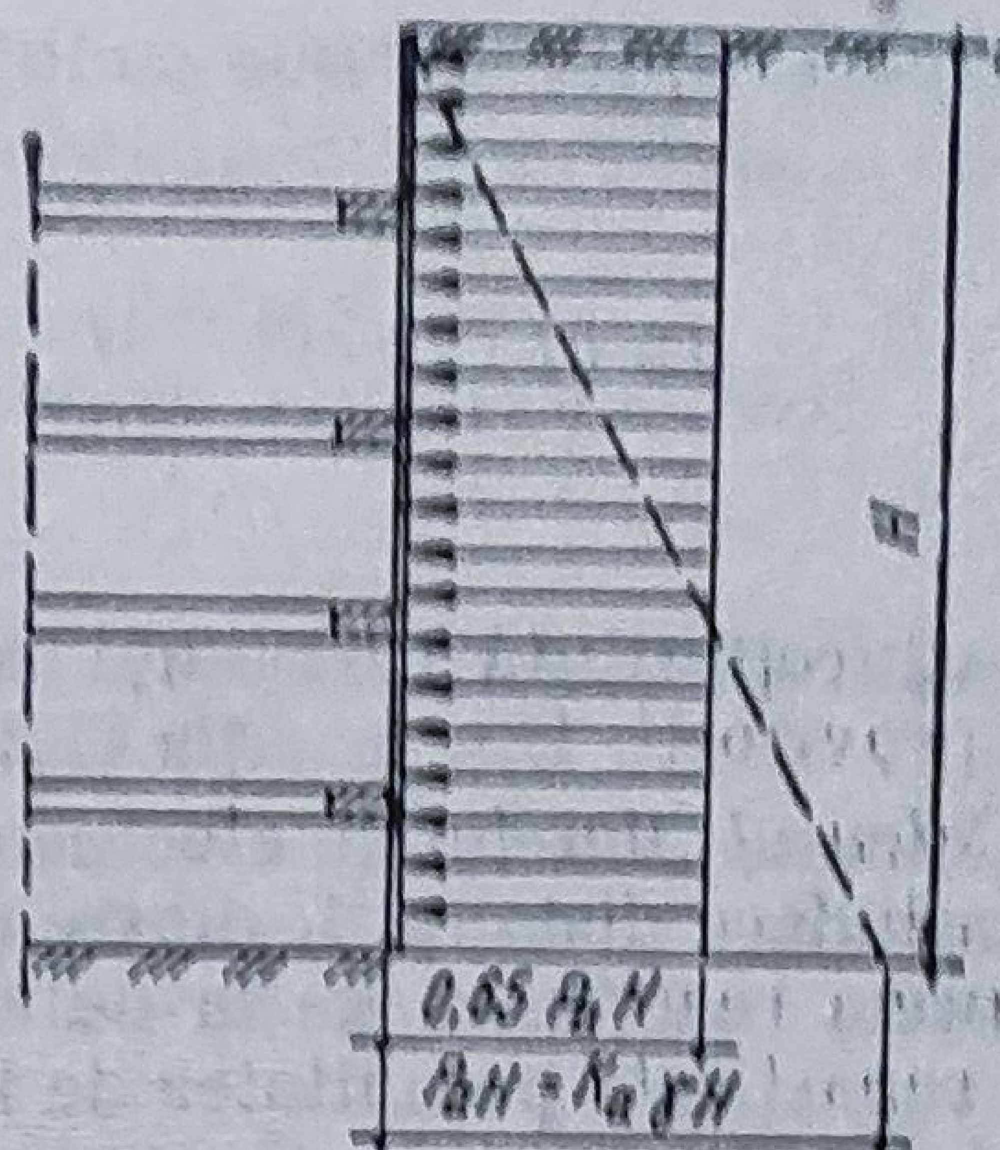


Fig. 17.19. Diagramă convențională de calcul a împingerii pămîntului necoeziv asupra sprijinirii.

sprijiniri diferă de împingerea activă calculată cu teoria lui Coulomb (fig. 17.18). În practică, se utilizează diagrame de presiuni simplificate, cum sînt cele propuse de Tschebotarioff pentru pămînturile necoezive (fig. 17.19) și Peck pentru pămînturi coezive (fig. 17.20).

Ca regulă generală, la calculul sprijinirilor nu se ține seama de continuitatea elementelor; dulapii, filatele și grinzile cadrelor se consideră simplu rezemate între două puncte succesive de reazem.

Calculul dulapilor orizontali se efectuează ca pentru grinzi simplu rezemate avînd ca deschidere distanța l_2 dintre două filate consecutive (fig. 17.21).

Pentru o lățime b a dulapului, încărcarea uniform repartizată este

$$q=p_H b=0{,}65\,\gamma H\,\mathrm{tg}^2\left(45-\frac{\Phi}{2}\right)b. \tag{17.3}$$

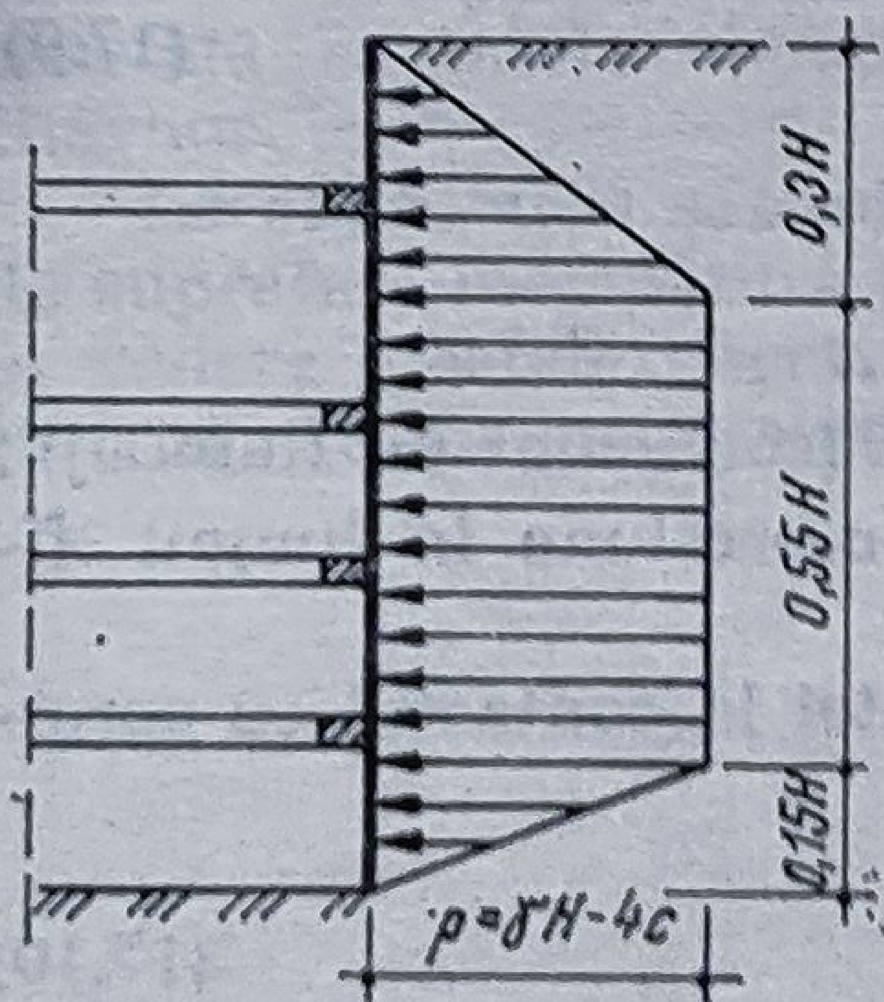


Fig. 17.20. Diagramă convențională de calcul a împingerii pămîntului coeziv asupra sprijinirii.

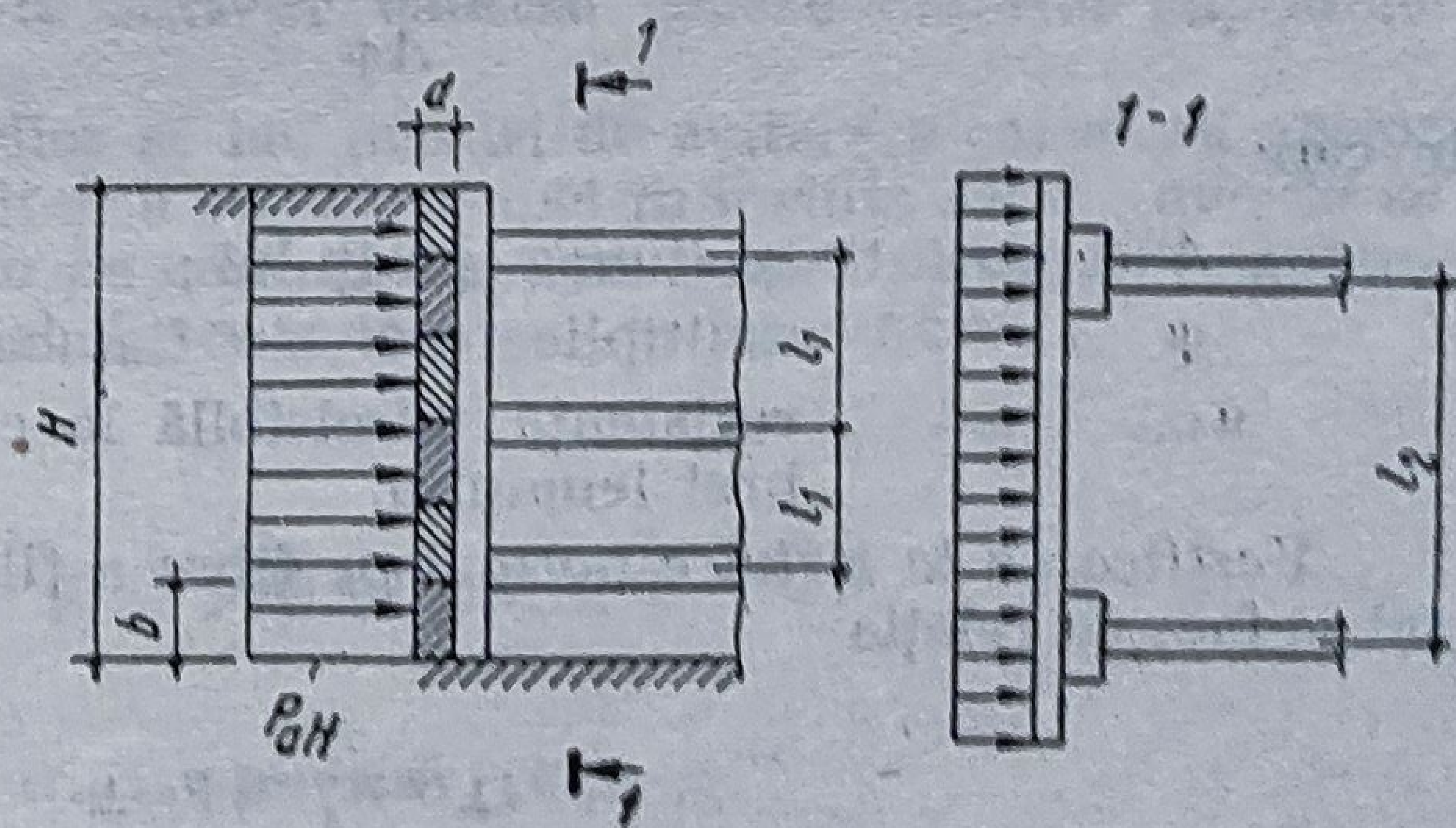


Fig. 17.21. Calculul elementelor unei sprijiniri simple.

Dacă dulapii se dispun cu interspații c :

$$q=p_H(b+c)\,; \quad M=q\frac{l_2^2}{8}\,; \quad \sigma=\frac{M}{W}=\frac{q\dfrac{l_2^2}{8}}{\dfrac{b\cdot d^2}{8}}\leqslant\sigma_a \qquad (17.4)$$

unde σ_a reprezintă rezistența admisibilă la încovoiere a lemnului la lucrări provizorii. Din ecuația (17.4) se obține grosimea căutată d.

Calculul filatelor se efectuează ca pentru grinzi simplu rezemate avînd ca deschidere distanța l_1 dintre șpraițuri sau dintre cadrele orizontale. Filata preia reacțiunea de la dulapi aferentă unui cîmp l_2. Încărcarea uniform repartizată pe unitatea de lungime a filatei este

$$q_1=p_H\cdot l_2, \qquad (17.5)$$

Momentul încovoietor maxim pentru filată este

$$M_1=q_1\frac{l_1^2}{8}, \qquad (17.6)$$

Fie e lățimea cunoscută a filatelor și f grosimea căutată :

$$\sigma=\frac{M_1}{W_1}=\frac{M_1}{\dfrac{ef^2}{6}}\leqslant\sigma_a \qquad (17.7)$$

Din (17.7) se obține grosimea f căutată.

Calculul șpraițurilor se efectuează la compresiune cu flambaj pentru o încărcare axială N care reprezintă volumul diagramei de presiuni aferentă unui șpraiț. De exemplu, pentru diagrama din fig. 17.21 și pentru șpraițurile centrale uniform încărcate,

$$N=p_H\cdot l_1\cdot l_2. \qquad (17.8$$

Verificarea la compresiune a șpraițului se face cu relația

$$\sigma_0=\frac{N}{A\varphi}\leqslant\sigma_{ac_{||}}, \qquad (17.9)$$

în care :

A reprezintă secțiunea șpraițului ;
φ — multiplicatorul de flambaj (coeficient de flambaj) ;
$\sigma_{ac_{||}}$ — rezistența admisibilă la compresiune în lungul fibrei lemnului.

Verificarea la strivire normal pe fibre a filatei la contactul cu șpraițul se face cu relația

$$\sigma_{a\perp}=\frac{N}{A}\leqslant\sigma_{ac\perp}, \qquad (17.10)$$

unde :

$\sigma_{ac\perp}$ reprezintă rezistența admisibilă la compresiune normală pe fibrele lemnului.

De obicei sprijinirile se execută din cherestea de rășinoase pentru care se folosesc următoarele valori ale rezistențelor admisibile :

— încovoiere $\sigma_a = 120$ daN/cm^2 ;
— compresiune în lungul fibrelor $\sigma_{ac_{||}} = 120$ daN/cm^2 ;
— compresiune normală pe fibre (strivire) $\sigma_{a\perp} = 18$ daN/cm^2.

17.3.6. MĂSURI DE TEHNICĂ A SECURITĂȚII MUNCII LA LUCRĂRILE DE SĂPĂTURI ȘI SPRIJINIRI

La executarea lucrărilor de săpături și sprijiniri se pot produce accidente grave atunci cînd nu se respectă măsurile de securitatea muncii, specifice fiecărei categorii de lucrări.

Înainte de începerea lucrărilor de săpătură, trebuie studiat cu atenție planul gospodăririi subterane a amplasamentului, respectiv stabilite precis pe teren traseele, natura și modul de amplasare al diverselor instalații subterane. În apropierea conductelor de gaze trebuie să se lucreze cu grijă, fără a folosi rângi sau tîrnăcoape. În cazul în care se execută săpături în apropierea unor cabluri electrice subterane aflate sub tensiune, lucrările se vor executa numai după ce curentul a fost oprit. Dacă acest lucru nu este posibil, sînt necesare măsuri speciale care să asigure protecția și securitatea muncitorilor săpători.

În cazul executării săpăturilor în vecinătatea sau sub nivelul tălpilor fundațiilor unei construcții existente, este interzisă începerea săpăturii înainte de efectuarea unei cercetări atente a naturii terenului și a stării fundațiilor, respectiv luarea măsurilor necesare de consolidare prin sprijinirea acestora.

Sprijinirile săpăturilor trebuie să fie executate din material sănătos, nefolosindu-se dulapi cu noduri, lemnărie putredă sau materiale de dimensiuni prea mici. Pentru a putea așeza pe șpraițuri sau pe cadrele orizontale platforme folosite ca releu la evacuarea pămîntului din săpătură, este necesar ca acestea să se asigure prin reazeme.

Pereții verticali ai gropii de fundație suferă umflări, respectiv retrageri din cauza variațiilor de umiditate sau sînt afectați de acțiunea înghețului și dezghețului, de aceea trebuie să se controleze zilnic starea elementelor sprijinirii și să se ia măsuri imediate de consolidare, dacă se constată că unele elemente sînt pe cale să cedeze datorită suprasolicitărilor.

La executarea săpăturilor se iau măsuri de evitare a colectării apelor de suprafață în săpătură cît și a stagnării apei în incinta săpată avîndu-se în vedere efectele negative pe care le are apa asupra stabilității săpăturilor și asupra proprietăților fizico-mecanice ale terenului.

17.4. PALPLANȘE

17.4.1. GENERALITĂȚI

Palplanșele sînt elemente speciale de sprijinire care se folosesc în cazul unor săpături cu pereți verticali, adînci, a căror cotă coboară sub nivelul pînzei freatice.

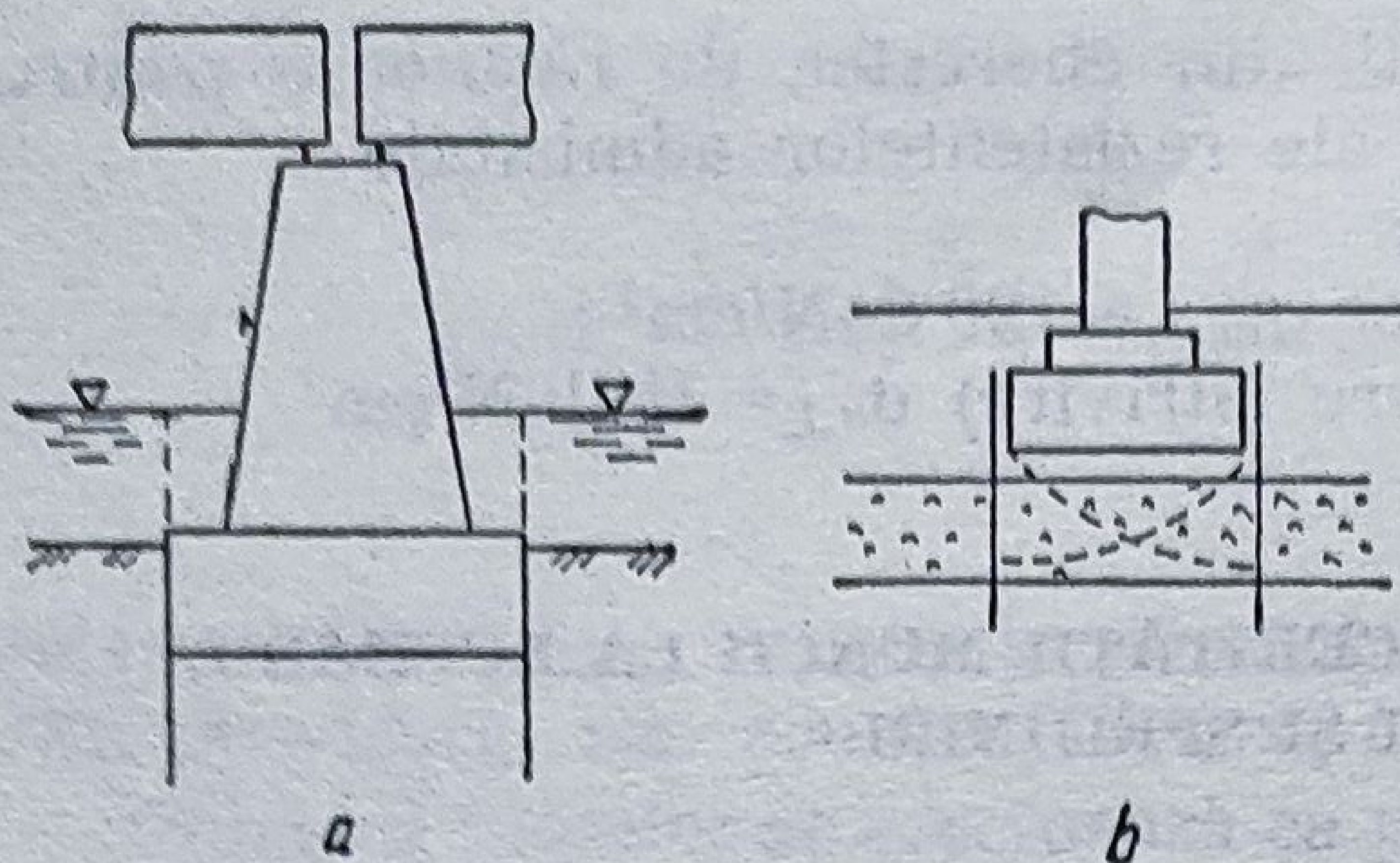


Fig. 17.22. Palplanșe :
a — în jurul unei pile de pod; b — în jurul unei fundații pe un teren foarte slab.

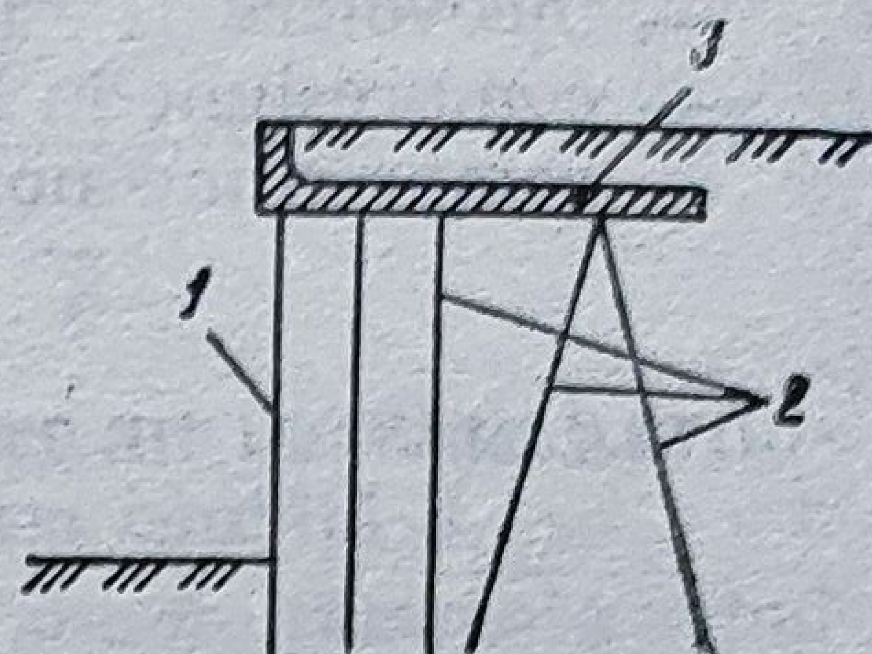


Fig. 17.23. Palplanșe înglobate într-o construcție cu caracter definitiv (chei portuar) :
1 — palplanșă; 2 — piloți; 3 — radier.

Astfel de cazuri apar frecvent la lucrările de fundare a unor construcții, cum sînt : barajele, ecluzele, pilele, culeele etc., unde folosirea sprijinirilor obișnuite nu este suficientă.

Scopul utilizării palplanșelor la executarea gropii de fundație, în aceste cazuri, constă atît în sprijinirea pereților săpăturii, cît și în crearea unei incinte etanșe în care apa nu se mai poate infiltra. În acest sens, palplanșele se bat în teren pînă la un strat impermeabil înainte de săpare, creînd pereți care închid incinta în jurul gropii de fundație. Efectuînd săpătura și evacuînd apa din groapa de fundație, se poate executa în continuare fundația în uscat.

Palplanșele se folosesc, de asemenea, la crearea batardourilor, care izolează groapa de fundație, atunci cînd fundațiile se execută în albia rîurilor sau a fluviilor.

În afară de aceste lucrări, unde folosirea palplanșelor are caracter provizoriu (după terminare se recuperează) palplanșele se pot folosi și ca elemente în construcții definitive cum sînt : impermeabilizările, sub construcții hidrotehnice, asigurarea stabilității zidurilor de sprijin, cheiurilor, ca elemente de protejare a fundației pilelor de poduri față de acțiunea de afuiere la ape mari (fig. 17.22, *a*).

În acest scop palplanșele care au servit la executarea fundației pilei propriu-zise se retează deasupra feței superioare a fundației :

— pentru a mări stabilitatea generală a unei construcții fundate pe terenuri slabe. Astfel în cazul fundației de suprafață din figura 17.22, *b* palplanșele împiedică refularea pămîntului de sub fundație ;

— ca părți componente în construcții cu caracter definitiv, ca, de exemplu, la cheiurile portuare (fig. 17.23).

Palplanșele pot fi executate din lemn, din metal sau din beton armat. Alegerea tipului de palplanșe, pentru utilizarea la o anumită lucrare, depinde de natura lucrării și de mărimea solicitărilor.

17.4.2. PALPLANȘE DIN LEMN

Palplanșele din lemn se folosesc pentru închiderea unei incinte mai mici și la adîncimi mai reduse, cel mult pînă la 8,0 m. Grosimea palplanșelor depinde de lungimea lor și de consistența terenului în care se bat.

În general, pînă la o lungime de 2,5 . . . 3,0 m, grosimea palplanșelor se ia de 5 . . . 6 cm, între 3,0 și 5,0 m lungime, de 8 . . . 10 cm, iar pentru lungimi mai mari, de 12,0 . . . 16,0 cm grosime. Lățimea palplanșelor din lemn se ia în funcție de grosimea lor. Pentru palplanșe cu grosimea de 6 . . . 8 cm, lățimea cea mai potrivită este de 15 . . . 25 cm. Palplanșele cu lățime mai mare se deformează ușor și crapă cu ocazia introducerii în teren. În tabelul 17.2 se prezintă cîteva dimensiuni uzuale a palplanșelor din lemn.

TABELUL 17.2

Dimensiunile uzuale ale palplanșelor din lemn

Lungime, în m Grosime, în cm	2—3 5	3—5 7—10	5—7 10—15	7—9 15—18	9—10 18—20

Pentru ca peretele de palplanșe să fie etanș, fețele de contact se prelucrează (fig. 17.24, *a . . . g*). Etanșeitatea cea mai bună o asigură prelucrarea cu lambă și uluc. Lamba se execută cu cîțiva milimetri mai lungă, ca să asigure o mai bună închidere. Prelucrarea fețelor de contact ale palplanșelor contribuie și la un ghidaj mai bun în timpul baterii.

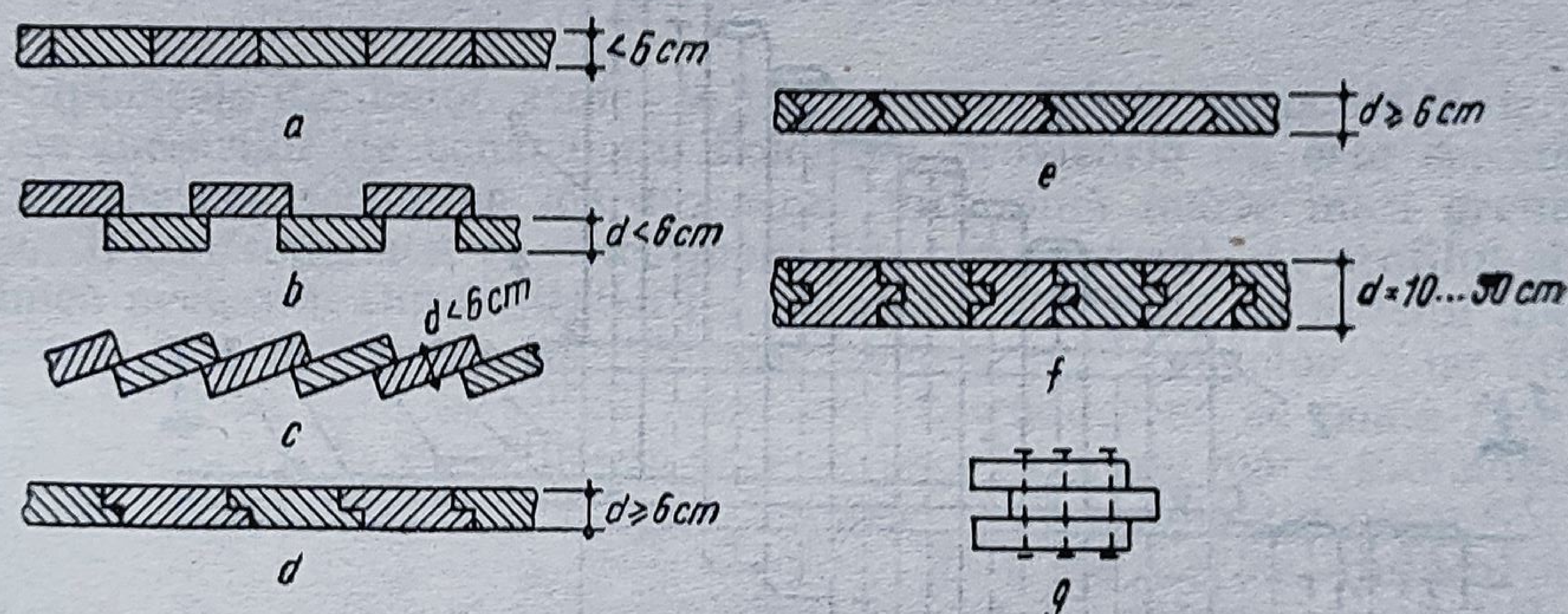


Fig. 17.24. Palplanșe din lemn :
a . . . g — sisteme de îmbinare a palplanșelor.

Vîrful palplanșelor se ascute în așa fel ca, în decursul baterii aceasta să fie presată spre palplanșa vecină pentru sporirea etanșeității (fig. 17.25). În terenuri mai tari, palplanșele se prevăd cu sabot metalic. La pereții de palplanșe, la fiecare colț se așază un pilot de ghidaj, care are o grosime cu 2 . . . 5,0 cm mai mare ca grosimea palplanșelor. Asemenea piloți se intercalează la 4,0 . . . 5,0 m și în pereții de palplanșe, în decursul baterii (fig. 14.26). Piloții de colț și intermediari se introduc în teren la începutul executării peretelui de palplanșe, după aceea se prind pe ambele părți ale piloților, clești care au rolul de a ghida palplanșele în decursul baterii.

Pentru a se evita deschiderea rosturilor dintre pachetele de cîte două palplanșe la întîlnirea unor obstacole, baterea nu se execută complet pe întreaga adîncime pentru fiecare pachet în parte ci în scară, prin deplasarea succesivă a utilajului de batere de-a lungul peretelui, urmărindu-se ca distanța dintre capetele pachetelor alăturate să nu depășească 1 . . . 1,5 m. De asemenea, baterea se face pe tronsoane de cîte 8 . . . 10 pachete fixate în pene în lungul moazelor (fig. 17.27).

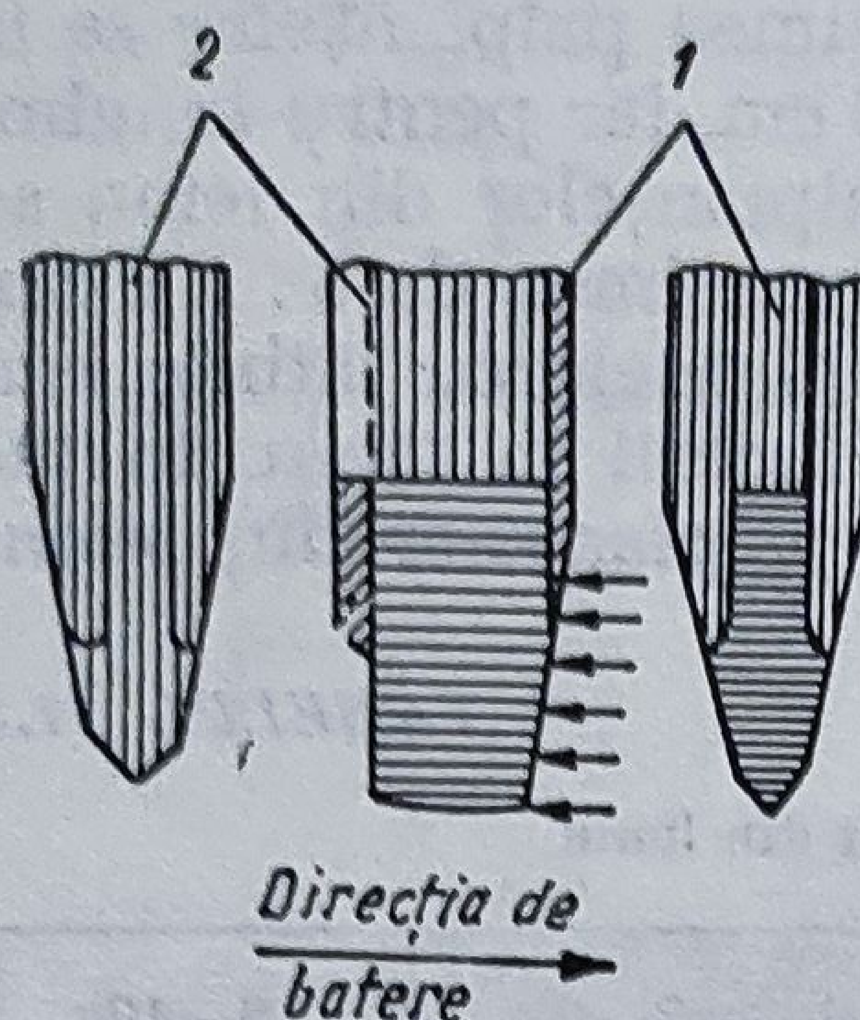


Fig. 17.25. Fasonarea vîrfului palplanșei din lemn :
1 — lambă; 2 — uluc.

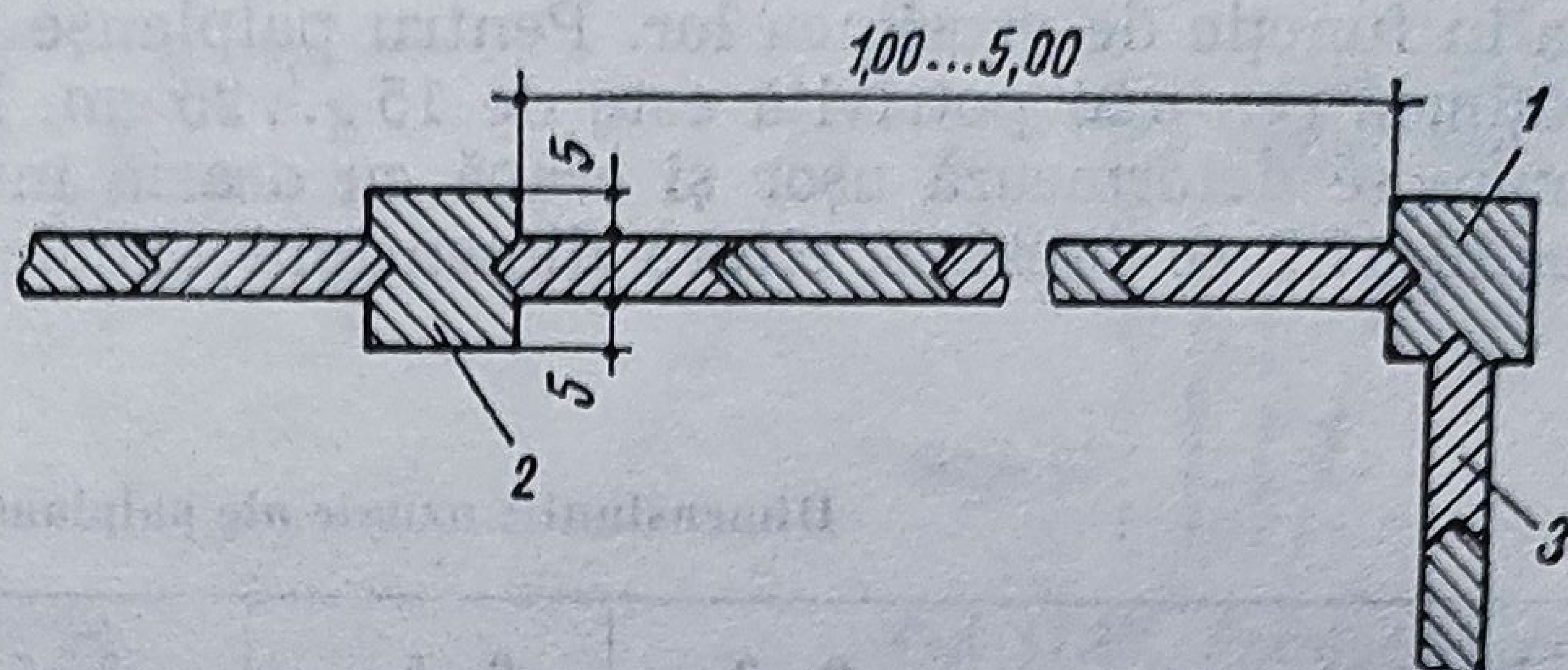


Fig. 17.26. Îmbinarea palplanșelor din lemn :
1 — pilot de colț; 2 — pilot intermediar; 3 — palplanșe.

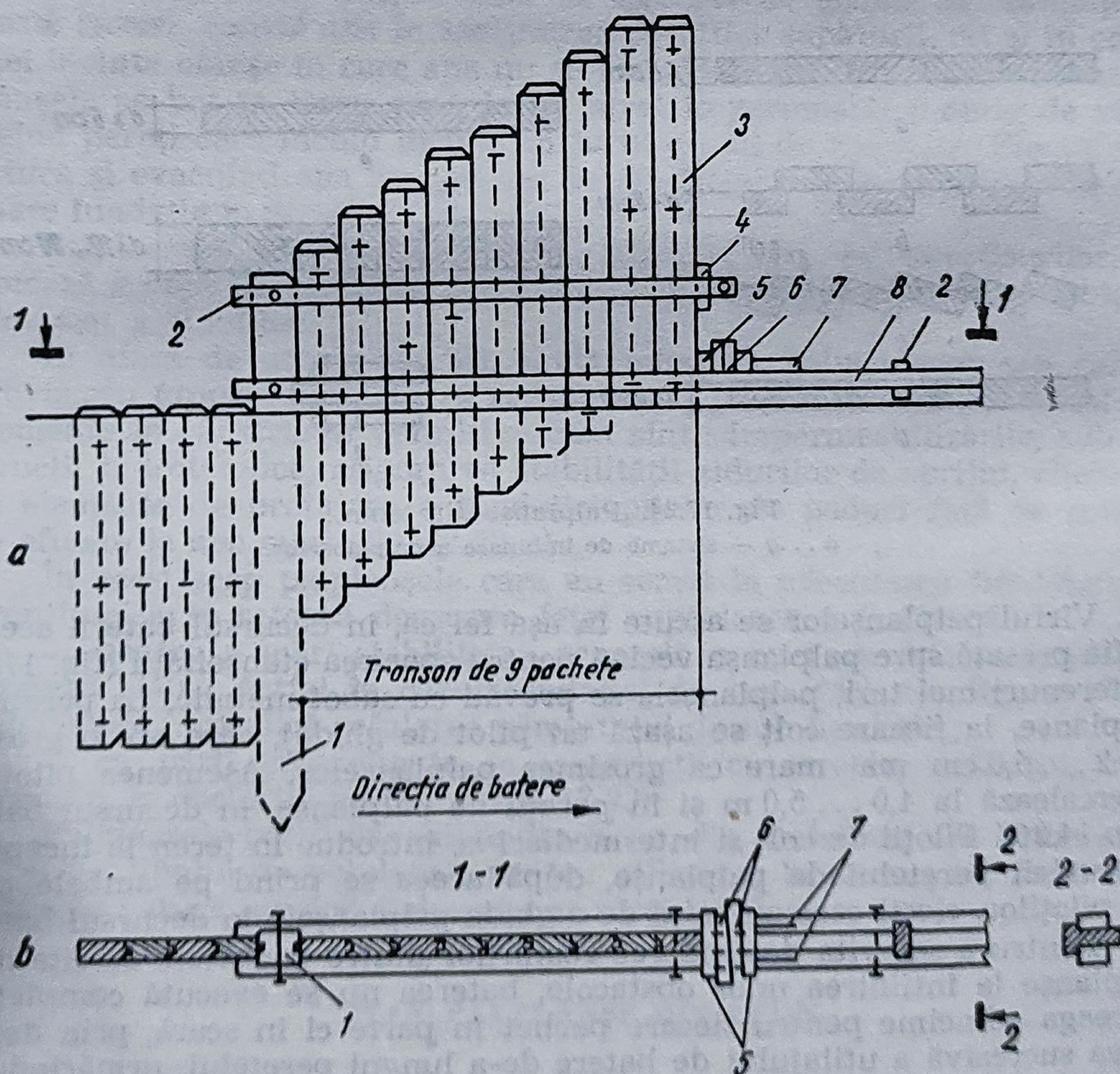


Fig. 17.27. Executarea peretelui de palplanșe din lemn :
a — vedere laterală; b — secțiune; 1 — pilot de ghidaj; 2 — clești; 3 — pachet din două palplanșe; 4 — pană; 5 — plăci din lemn; 6 — pene; 7 — scoabe; 8 — distanțier.

Palplanşele se confecţionează din lemn verde, deoarece lemnul uscat în contact cu apa s-ar umfla, deformînd peretele.

Avantajele palplanşelor de lemn (deşi acesta este deficitar) sînt : confecţionare uşoară ; greutate redusă, deci utilaje simple de înfigere şi cost redus.

După ce s-au aşezat cleştii, se începe baterea palplanşelor cu sonete (avînd un berbec de circa 200 kg) cu ciocanul pneumatic sau prin vibrare. Palplanşele se bat în teren una cîte una sau cîte două, prinse între ele, baterea se face în trepte de cîte 0,5—1,0 m, avînd grijă ca palplanşele să-şi păstreze poziţia verticală şi ghidajul în bune condiţii.

Capul palplanşei, în decursul baterii, trebuie protejat. Acest lucru se realizează cu un profil metalic în formă de U, care se aşază cu deschizătura în jos pe capul palplanşei.

După terminarea lucrărilor, palplanşele provizorii se scot din teren cu ajutorul vinciurilor, al troliilor sau prin batere.

Palplanşele din lemn pot fi folosite ca lucrări cu caracter definitiv numai dacă se bat sub nivelul apelor subterane. Ca dezavantaj se menţionează lungimea redusă (6 . . . 8 m) şi imposibilitatea recuperării integrale.

17.4.3. PALPLANŞE DIN BETON ARMAT

Palplanşele din beton armat se utilizează ca părţi componente definitive ale lucrărilor de construcţii. Folosirea provizorie nu este recomandabilă, deoarece scoaterea lor din teren întîmpină foarte mari greutăţi. Ele pot fi confecţionate, ca orice piesă din beton armat, cu profilul şi cu lungimea necesară. Durabilitatea lor nu este influenţată de nivelul apelor subterane. Sînt însă grele, manipularea lor este mai anevoioasă, iar introducerea în teren cere instalaţii complexe. Introducerea se poate face cu ajutorul sonetelor. În cazul acesta berbecul are greutate mare, indicîndu-se o greutate aproximativ egală cu a palplanşei. În terenuri din nisip fin, introducerea prin batere întîmpină greutăţi. În acest caz, cu ajutorul unui jet de apă sub presiune se dislocă nisipul la vîrful palplanşei, realizîndu-se o introducere mai uşoară a palplanşei. Pentru a aplica această metodă, trebuie să se introducă, cu ocazia confecţionării palplanşelor, tuburi metalice cu diametrul de circa 2 cm, pentru asigurarea circulaţiei apei injectate sub presiune. De asemenea, palplanşele din beton armat se înfig prin vibrare sau prin vibropercuţie.

În figura 17.28 se prezintă cîteva profile de palplanşe din beton armat. Tipul din figura 17.28, *a* are lamba şi ulucul asemănătoare cu ale palplanşelor din lemn. La profilul 17.28, *b*, lamba este mai scurtă ca ulucul. În spaţiul rămas liber se injectează mortar de ciment, asigurînd o bună etan-

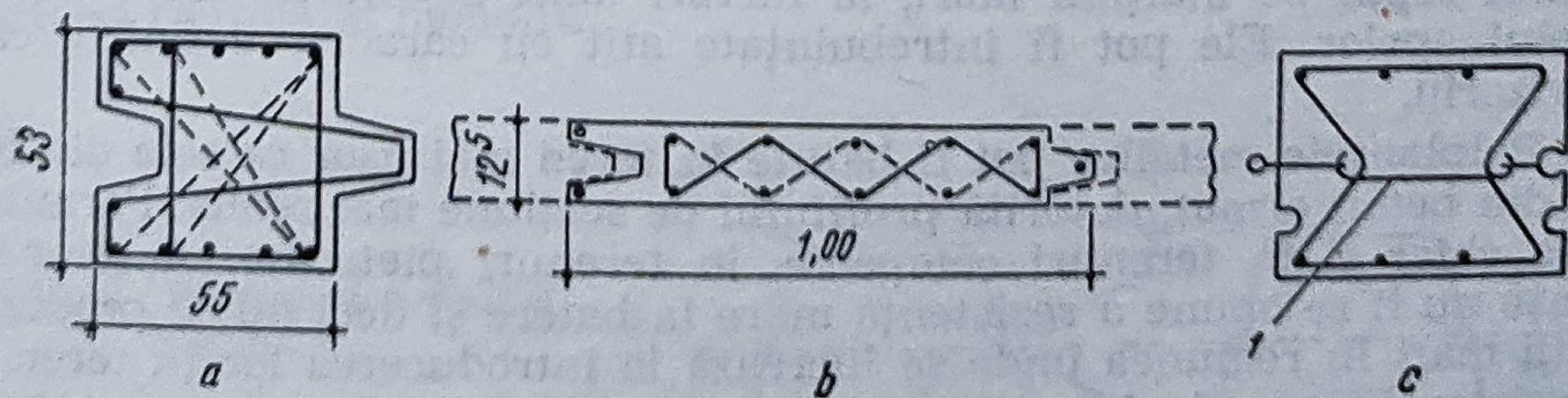


Fig. 17.28. Secţiuni de palplanşe din beton armat : *a* şi *c* — de mare rezistenţă; *b* — pentru înălţimi mai reduse.

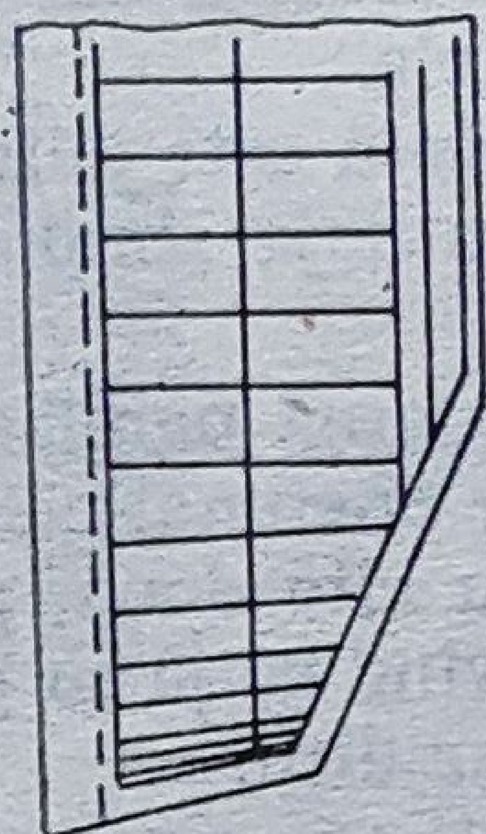


Fig. 17.29. Detaliu de vîrf al palplanşei din beton armat.

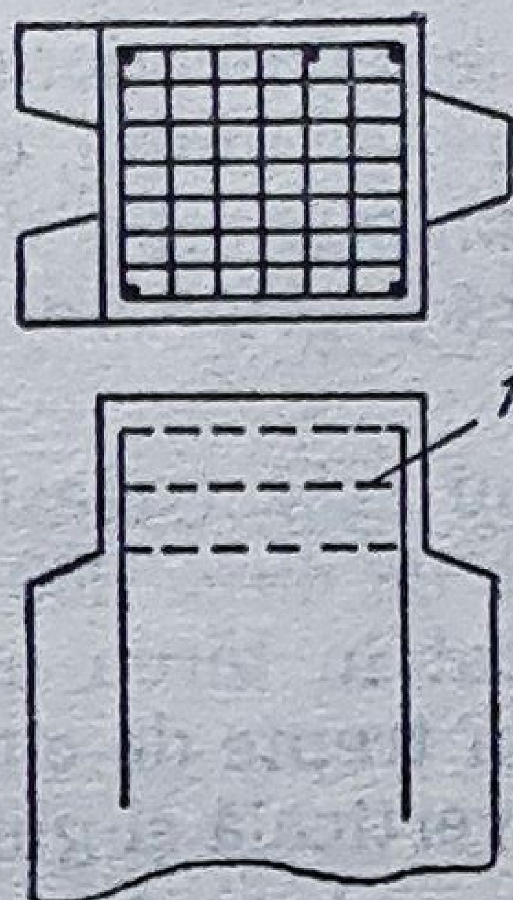


Fig. 17.30. Detaliu de capăt al palplanşei din beton armat :

1 — plasă de armare.

şeitate. Uneori, pentru a realiza o etanşeitate bună, piesele de legătură executate din oţel se betonează în corpul palplanşei (fig. 17.28, c). Aceste piese se găuresc la distanţe egale, şi în găurile făcute se introduce o bară de legătură.

Legătura se poate realiza şi prin sudură.

Vîrful palplanşei din beton armat se formează ca la palplanşele de lemn, spre a fi bine presate una lîngă alta în timpul baterii. Vîrful este întărit cu ajutorul barelor longitudinale şi cu etrieri (fig. 17.29). Se poate aşeza şi un sabot din tablă, care învăluie vîrful palplanşei.

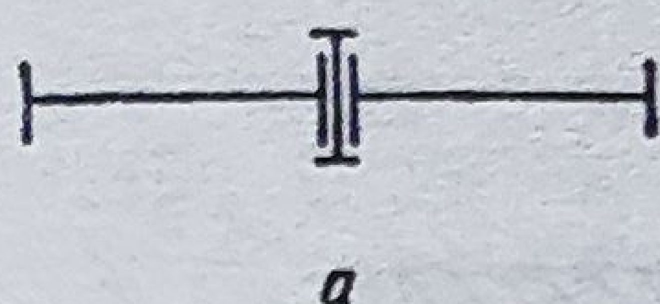
Capul palplanşei, care prin batere este solicitat în mod deosebit, se armează cu plase aşezate în mai multe rînduri sau cu etrieri aşezaţi mai des. Capul se execută cu un profil mai redus, eliminînd lamba şi ulucul (fig. 17.30). Cu ocazia baterii, capul său se protejează cu ajutorul unei căciuli formate dintr-o manta metalică, un dop din lemn şi nisip sau rumeguş din lemn, pentru a reduce efectul produs prin căderea berbecului, care altfel ar distruge masa din beton din capul palplanşei.

Pentru o manipulare mai uşoară a lor, cu ocazia confecţionării se introduc cîrlige în beton, care servesc la prinderea cablurilor aparatelor de ridicat.

17.4.4. PALPLANŞE METALICE

Palplanşele metalice se utilizează la lucrări la care trebuie sprijinit terenul săpat pe înălţimi mari, la lucrări unde săpăturile sînt mult sub nivelul apelor. Ele pot fi întrebuinţate atît cu caracter definitiv cît şi provizoriu.

Palplanşele metalice pot fi bătute în teren mai uşor ca cele din lemn sau din beton armat, datorită profilului de secţiune mai redus. Permit baterea chiar şi în terenuri compacte, în terenuri pietroase. Acestor palplanşe nu li se opune o rezistenţă mare la batere şi deci nu se produc vibraţii mari în regiunea unde se lucrează la introducerea lor în teren ; au o rezistenţă mare la încovoiere datorită profilului adecvat, nu sînt greu de manevrat şi se pot confecţiona cu lungimi mari de 30,0 . . . 35,0 m.



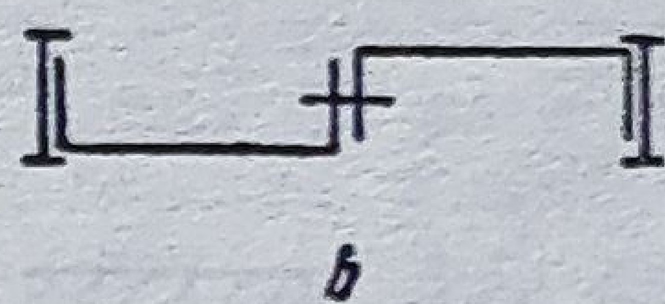


Fig. 17.31. Îmbinarea palplanşelor: *a* — din profiluri I; *b* — din profiluri I şi U.

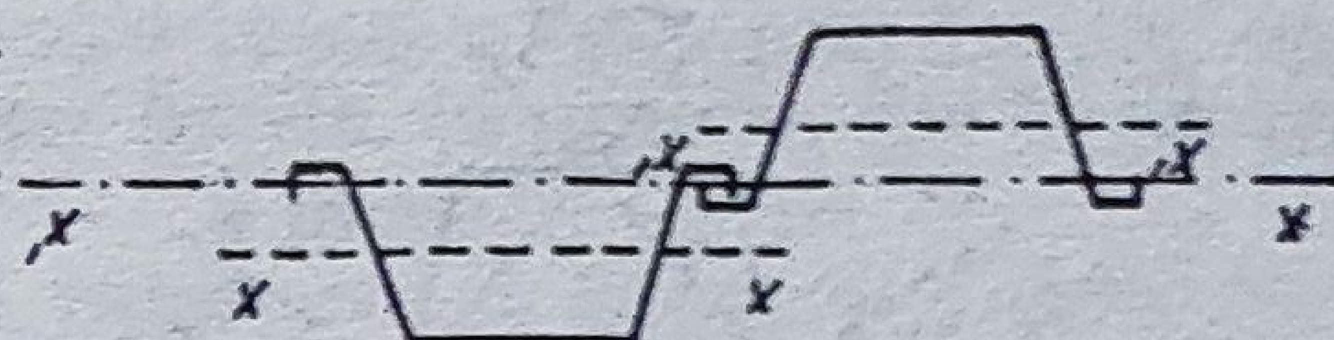


Fig. 17.32. Palplanşe metalice cu profil U.

Pot fi reutilizate de mai multe ori, scoaterea lor din teren făcîndu-se relativ uşor, lucru care la celelalte tipuri de palplanşe este mult mai greu. De obicei, pentru scoatere se foloseşte cu mult succes metoda vibrării.

Palplanşele metalice se execută din oţel de calitate superioară. Fiind expuse la corodare, palplanşele introduse în teren cu caracter definitiv sînt mai rezistente dacă sînt confecţionate din oţeluri cu nichel, crom sau cupru. În apele mării unde aceste adaosuri nu dau rezultate bune, se întrebuinţează oţeluri călite.

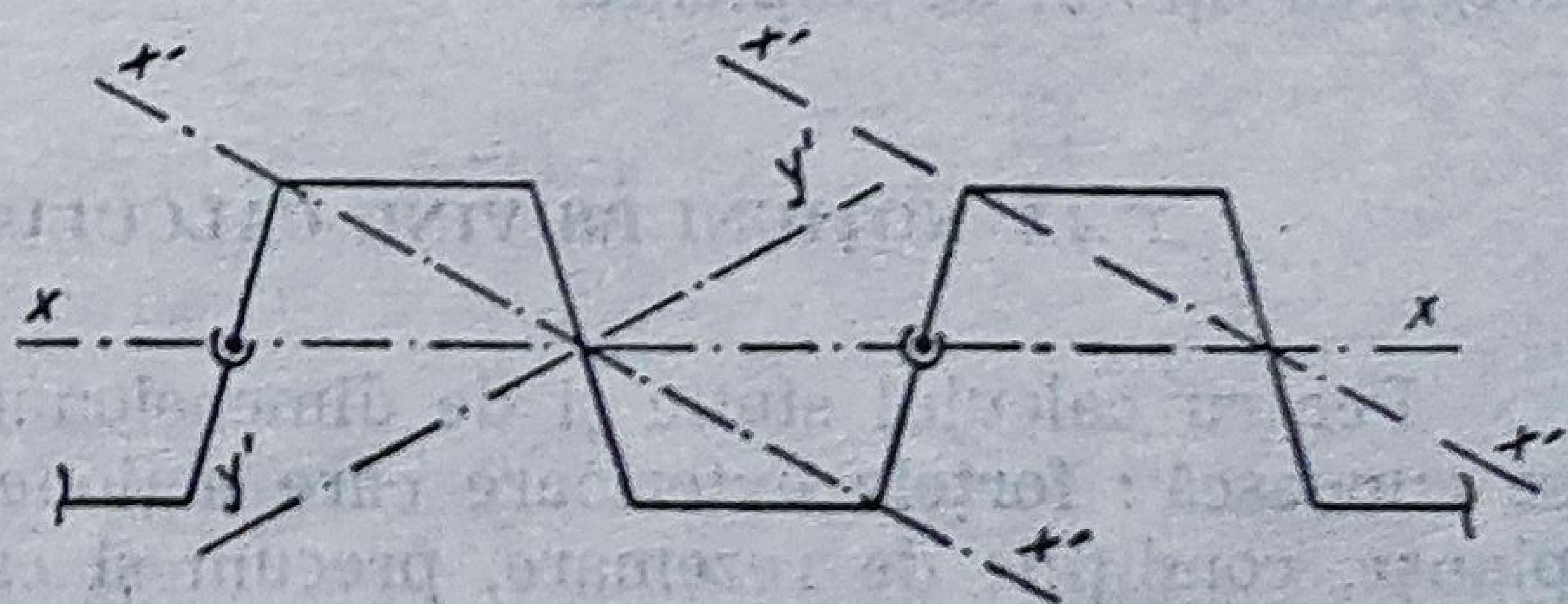
Primele tipuri de palplanşe metalice au fost cele din profiluri obişnuite I sau U (fig. 17.31). Aceste tipuri însă nu au fost economice, din cauza cantităţii mari de oţel necesară.

Profiluri mai economice sînt cele prezentate în figura 17.32, la care s-a realizat o îmbinare mai corespunzătoare. Palplanşele de această formă au însă un modul de rezistenţă redus. La tipurile de palplanşe metalice realizate mai tîrziu s-a dat profilului o formă mai adecvată şi în ceea ce priveşte modulul de rezistenţă.

Palplanşele cu profil U se aşază în modul arătat în figura 17.32, pentru a spori modulul de rezistenţă al peretelui. Notînd modulul de rezistenţă al unui profil izolat faţă de axa proprie x'—x' cu W'_x, modulul de rezistenţă al peretelui întreg, faţă de axa principală a peretelui x—x, va fi mai mare ca suma modulilor de rezistenţă ale profilurilor izolate faţă de axa proprie. Aceasta, din cauză că palplanşele solicitate la încovoiere nu se pot deforma liber şi neinfluenţate de palplanşele vecine. Notînd modulul de rezistenţă al peretelui faţă de axa x—x cu W_x, se poate conta pe un modul de rezistenţă al întregului perete egal cu $(0{,}60\ldots0{,}75)\,W_x$.

Palplanşele cu profil S rezultă din combinarea a două palplanşe avînd profilul U (fig. 17.33). Axa principală a acestui profil nu este paralelă cu axa peretelui întreg monolit. Profilul acesta prezintă un avantaj faţă de profilul U, deşi modulul de rezistenţă pentru axa peretelui x—x este mai mic decît cel pentru axa principală a secţiunii y'—y'. Palplanşele au tendinţa, în urma solicitării la încovoiere, să se deplaseze în aceeaşi direcţie, însă oblic faţă de axa x—x. La aceste palplanşe se poate conta pe un modul de rezistenţă egal cu $0{,}81\,W_x$, unde W_x este modulul de rezistenţă al peretelui considerat monolit.

Fig. 17.33. Palplanşe metalice cu profil S.



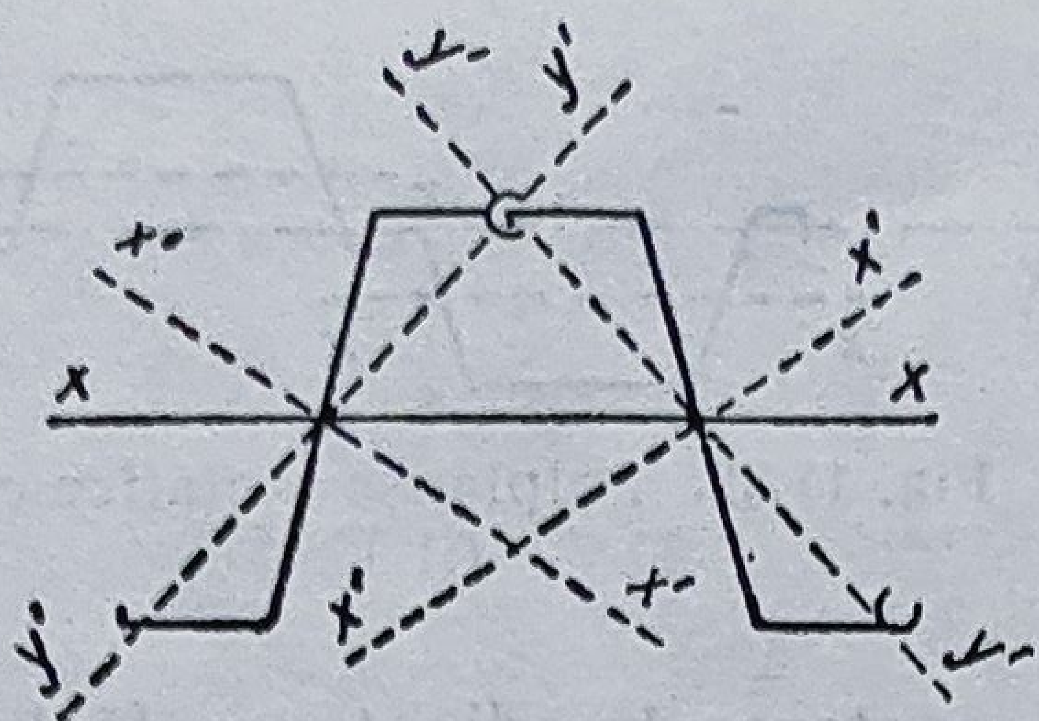


Fig. 17.34. Palplanşe metalice cu profil Z.

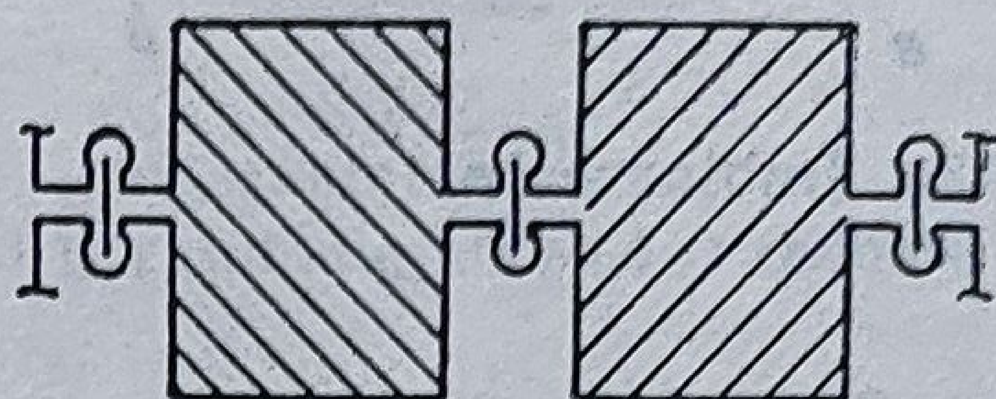


Fig. 17.35. Palplanşe metalice cheson.

Palplanşele cu profil Z. La acest tip de palplanşe, axele principale ale profilului elementelor vecine sînt înclinate în sens invers. Palplanşele vecine, prin solicitările de încovoiere, au tendinţa de a produce deplasări opuse, incompatibile cu încovoierea peretelui în jurul axei x—x. În cazul acestui profil, modulul de rezistenţă al peretelui este acela al peretelui considerat monolit, adică egal cu W_x (fig. 17.34).

Palplanşele-cheson sau *tubulare* se obţin prin unirea profilurilor de mai sus, sau al unor profiluri speciale (fig. 17.35). Aceste profiluri au un modul de rezistenţă mare. La lucrări permanente se pot umple cu beton sporindu-le în acest fel în mare măsură rigiditatea.

Palplanşele de canal se întrebuinţează la lucrări de canalizare unde lăţimea săpăturii este foarte mică în raport cu adîncimea (fig. 17.36).

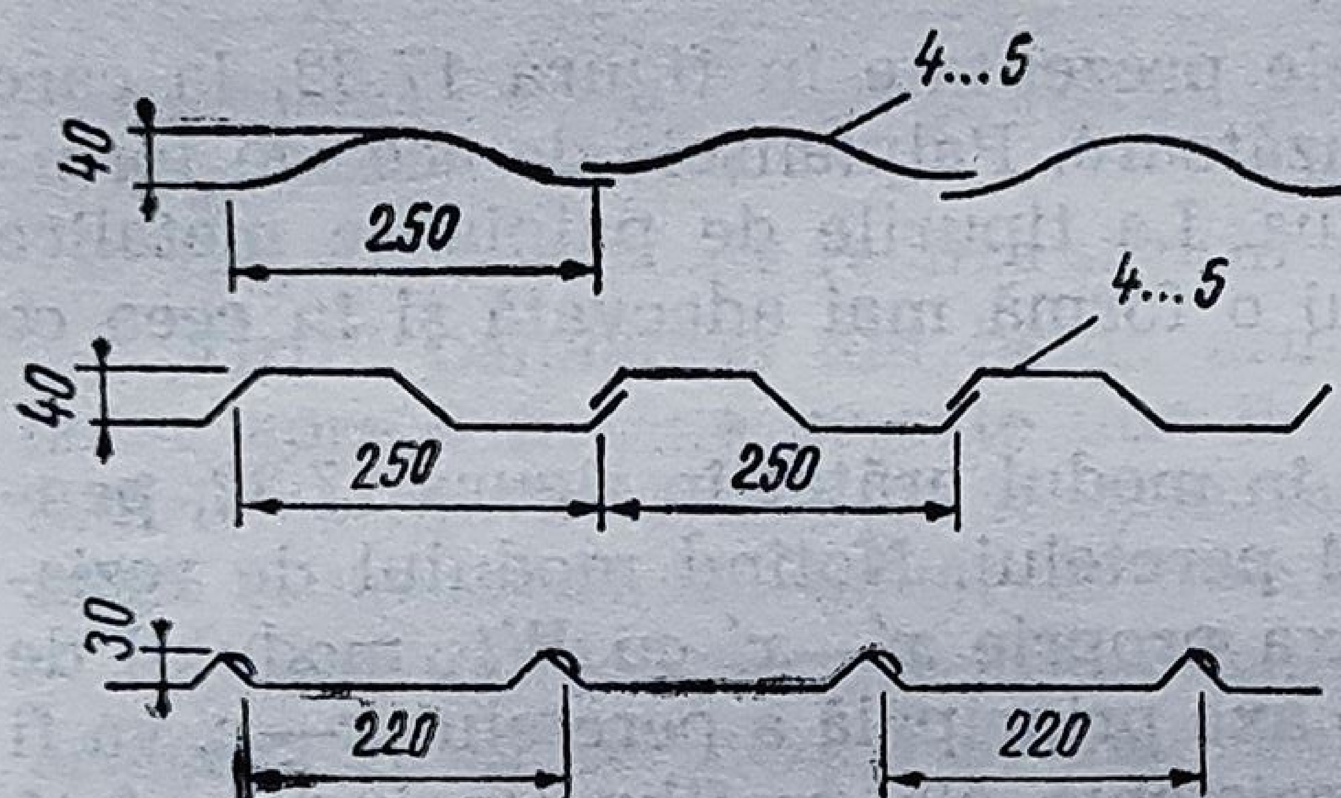


Fig. 17.36. Palplanşe pentru sprijinirea săpăturilor de canalizare.

Utilizarea în mod raţional a oţelului se poate compara la diferite tipuri de palplanşe prin indici de calitate, ca, de exemplu, raportul dintre modulul de rezistenţă şi greutatea pe metru liniar :

$$I_c = \frac{W}{G}\left[\frac{\text{cm}^3}{\text{daN/m}}\right]. \qquad (17.11)$$

Din acest punct de vedere sînt de preferat profilurile subţiri dar cu ondulaţia adîncă. Dimpotrivă, condiţiile de introducere în teren cer profiluri mai robuste, mai ales în terenuri compacte, de pietriş etc. În aceste cazuri, coeficientul de calitate dat mai sus nu mai este hotărîtor pentru alegerea tipului de palplanşă.

17.4.5. NOŢIUNI PRIVIND CALCULUL PALPLANŞELOR

Pentru calculul static şi de dimensionare al palplanşelor trebuie să se cunoască : forţele exterioare care acţionează asupra pereţilor de palplanşe, condiţiile de rezemare, precum şi caracteristicile fizice şi meca-

nice ale straturilor din pămînt în care sînt bătute palplanşele. Forţele care acţionează asupra pereţilor de palplanşe provin, în general, din presiunea activă şi pasivă a pămîntului, precum şi din presiunea apei.

În ceea ce priveşte condiţiile de rezemare, se prezintă următoarele cazuri :

— palplanşe neancorate la partea superioară (libere) şi încastrate la partea inferioară în teren ;

— palplanşe ancorate la partea superioară şi încastrate la partea inferioară în teren.

Calculul static şi de dimensionare al palplanşelor constă în stabilirea adîncimii de batere, necesară unei încastrări în teren care să asigure echilibrul palplanşei, precum şi în verificarea secţiunii la încovoiere. La pereţii ancoraţi se impune şi verificarea ancorajului.

17.4.5.1. **Palplanşa neancorată.** *Calculul palplanşelor libere la partea superioară şi încastrate la partea inferioară.* Analizîndu-se diagrama simplificată din figura 17.37 se observă că sub acţiunea forţei P, palplanşa fiind considerată rigidă, suferă o deformaţie prin rotire în jurul unui punct D. Acest lucru face ca terenul, pe adîncimea de batere t_0, să reacţioneze cu diferenţa dintre rezistenţa pasivă şi împingerea activă.

Pentru calcul se adoptă o diagramă de presiuni şi mai simplificată (fig. 17.38), considerînd că presiunea pe partea stîngă a peretelui variază liniar pînă la adîncimea t_0, iar diagrama din dreapta (sub punctul D) se înlocuieşte cu o forţă concentrată R. S-a constatat că această simplificare se poate face pentru calcul, cu condiţia ca adîncimea reală de batere să se ia

$$t = (1,20 \ldots 1,25)\, t_0 \qquad (17.12)$$

Introducînd această simplificare în schema de încărcare, una din necunoscutele problemei (poziţia punctului de rotire D) a fost eliminată, rămînînd numai două necunoscute ; adîncimea t_0 şi mărimea rezultantei R. Forţa P este cunoscută, ea reprezentînd rezultanta împingerii din pămînt, eventual suprasarcină şi apă, pe înălţimea h.

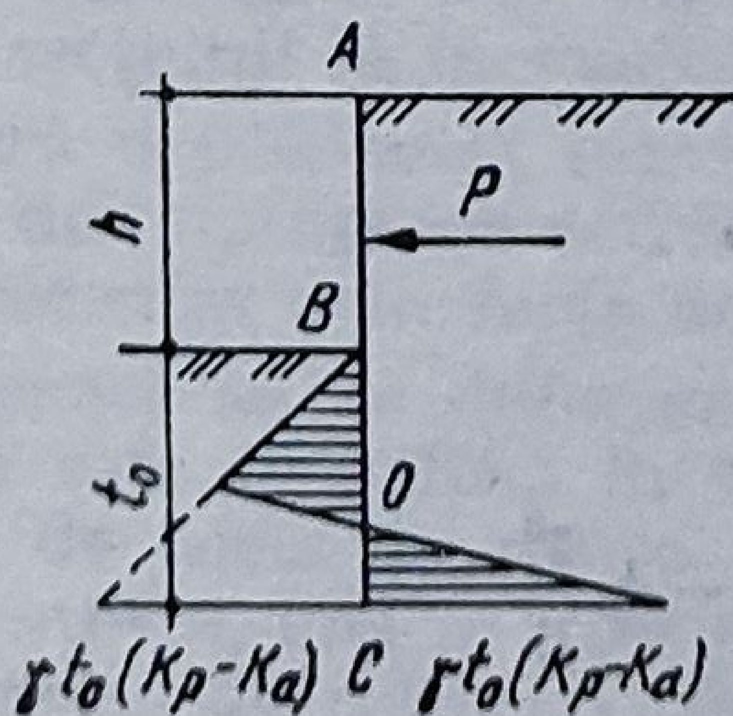


Fig. 17.37. Schema statică de rezemare şi încărcare pentru palplanşe liber încastrate.

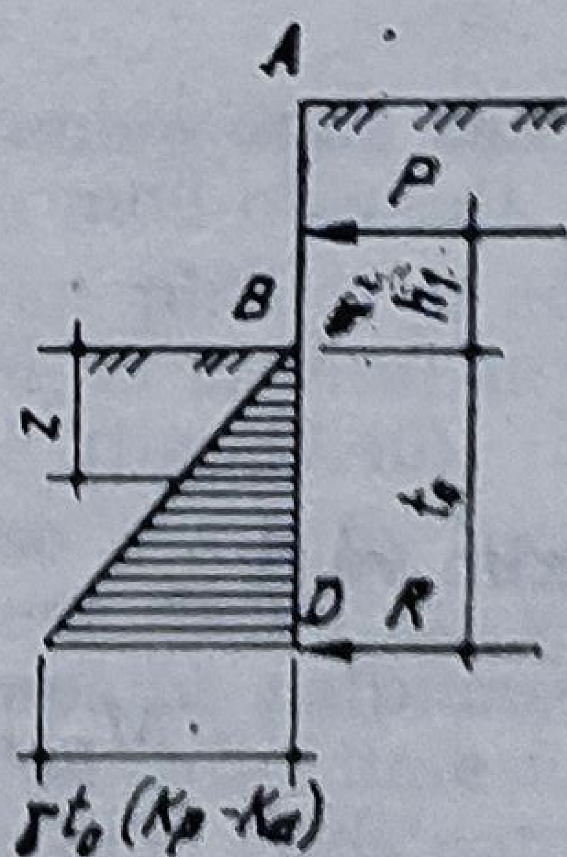


Fig. 17.38. Calculul palplanşei libere încastrate.

nice ale straturilor din pămînt în care sînt bătute palplanșele. Forțele care acționează asupra pereților de palplanșe provin, în general, din presiunea activă și pasivă a pămîntului, precum și din presiunea apei.

În ceea ce privește condițiile de rezemare, se prezintă următoarele cazuri :

— palplanșe neancorate la partea superioară (libere) și încastrate la partea inferioară în teren ;

— palplanșe ancorate la partea superioară și încastrate la partea inferioară în teren.

Calculul static și de dimensionare al palplanșelor constă în stabilirea adîncimii de batere, necesară unei încastrări în teren care să asigure echilibrul palplanșei, precum și în verificarea **secțiunii la încovoiere. La** pereții ancorați se impune și verificarea ancorajului.

17.4.5.1. Palplanșa neancorată. *Calculul palplanșelor libere la partea superioară și încastrate la partea inferioară.* Analizîndu-se diagrama simplificată din figura 17.37 se observă că sub acțiunea forței P, palplanșa fiind considerată rigidă, suferă o deformație prin rotire în jurul unui punct D. Acest lucru face ca terenul, pe adîncimea de batere t_0, să reacționeze cu diferența dintre rezistența pasivă și împingerea activă.

Pentru calcul se adoptă o diagramă de presiuni și mai simplificată (fig. 17.38), considerînd că presiunea pe partea stîngă a peretelui variază liniar pînă la adîncimea t_0, iar diagrama din dreapta (sub punctul D) se înlocuiește cu o forță concentrată R. S-a constatat că această simplificare se poate face pentru calcul, cu condiția ca adîncimea reală de batere să se ia

$$t=(1{,}20\ldots1{,}25)\,t_0 \tag{17.12}$$

Introducînd această simplificare în schema de încărcare, una din necunoscutele problemei (poziția punctului de rotire D) a fost eliminată, rămînînd numai două necunoscute ; adîncimea t_0 și mărimea rezultantei R. Forța P este cunoscută, ea reprezentînd rezultanta împingerii din pămînt, eventual suprasarcină și apă, pe înălțimea h.

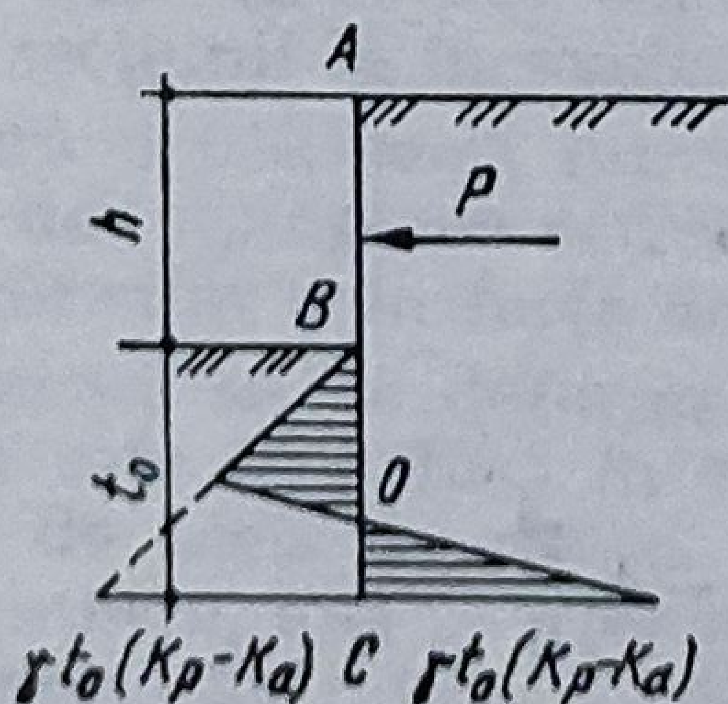


Fig. 17.37. Schema statică de rezemare și încărcare pentru palplanșe liber încastrate.

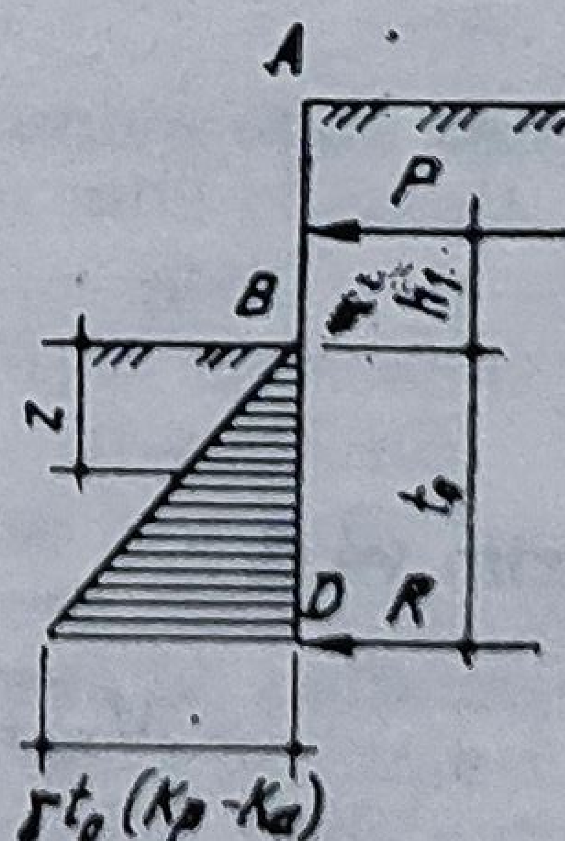


Fig. 17.38. Calculul palplanșei libere încastrate.

Pentru determinarea lui t_0 și R se vor scrie ecuațiile de echilibru static :

$$X=0 \tag{17.13}$$
$$M_B=0$$

Folosind notațiile din figura 17.38 se obține

$$\gamma (K_p-K_a)\frac{t_0^2}{2}-P-R=0 \tag{17.14}$$

sau

$$\gamma (K_p-K_a)\frac{t_0^2}{2}\frac{2}{3}t_0+Ph_1-Rt_0=0, \tag{17.15}$$

$$\frac{t_0^2}{2}-R-R=0, \tag{17.16}$$

$$A\frac{t_0^3}{3}+Ph_1-Rt_0=0, \tag{17.17}$$

unde :

$$A=\gamma (K_p-K_a).$$

Explicitînd valoarea lui R din relația (17.16) și înlocuind-o în (17.17) se obține o ecuație de gradul trei, neomogenă :

$$At_0^3-6Pt_0-6Ph_1=0. \tag{17.18}$$

Soluția reală a acestei ecuații reprezintă mărimea adîncimii t_0, cu ajutorul căreia se poate determina adîncimea reală t de batere a palplanșei (relația 17.12).

Pentru determinarea secțiunii în care momentul încovoietor este maxim, se pune condiția de anulare a forței tăietoare :

$$T_z=P-\gamma (K_p-K_a)\frac{z^2}{2}=0, \tag{17.19}$$

sau

$$P-A\frac{z^2}{2}=0 \tag{17.20}$$

$$z=\frac{2P}{A}, \tag{17.21}$$

Momentul maxim va fi

$$M_{max}=P(h_1+z)-A\frac{z^3}{6}. \tag{17.22}$$

Problema se poate rezolva și grafic, admițînd aceeași schemă simplificată de încărcare. Se impune de la început o valoare arbitrară pentru adîncimea t_0. Suprafața diagramei de presiuni de pe înălțimea t_0 se împarte în tronsoane, înlocuind-o cu forțele concentrate F_1, F_2, F_3 . . . cores-

punzătoare mărimii fiecărui tronson și acționînd în dreptul centrului de greutate al tronsoanelor (figura 17.39).

Cu forțele F_1, F_2 . . . și P, care sînt cunoscute, se construiește poligonul forțelor care se închide cu valoarea forței R, rezultînd astfel valoarea acesteia. Pentru a vedea dacă mărimea forței R, astfel determinată, asigură echilibrul palplanșei și deci adîncimea t_0 a fost bine aleasă (mărimea lui R fiind în funcție de t_0) se construiește și poligonul funicular. Dacă poligonul funicular se închide pe suportul rezultantei R, adică punctul de intersecție I al primei raze vectoare (0′) cu ultima (5′) se găsește pe acest suport înseamnă că adîncimea impusă t_0 este bună. Adîncimea reală de batere va fi

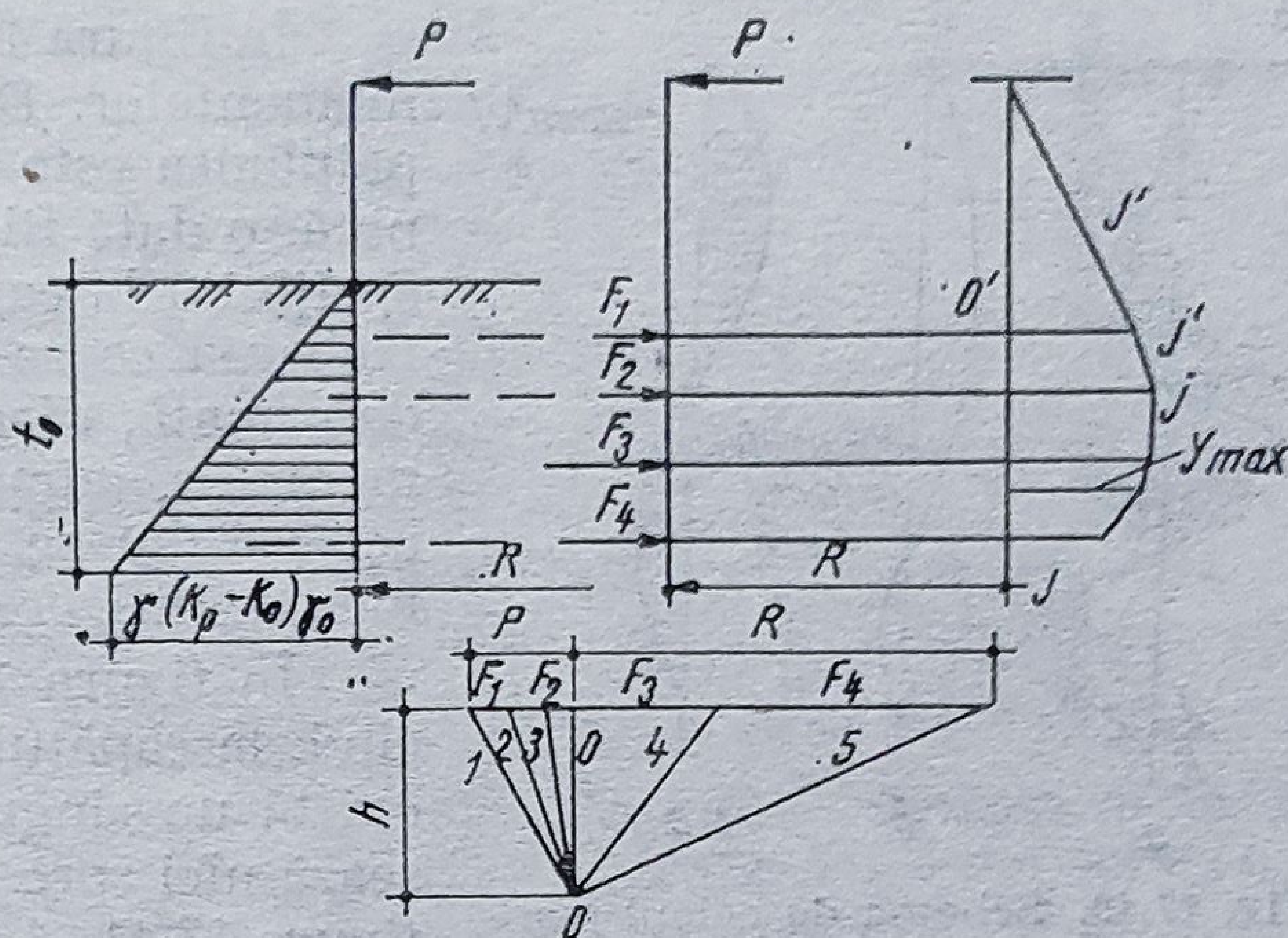


Fig. 17.39. Calculul grafic al palplanșei liber încastrate.

$$t=(1{,}20\ \dots\ 1{,}25)\ t_0.$$

Problema se rezolvă făcînd mai multe încercări, de fiecare dată mărind sau micșorînd pe t_0 impus inițial cu o anumită cîtime.

Valoarea momentului maxim se obține luînd în poligonul funicular, corespunzător ultimei încercări, ordonata maximă y_{max} și amplificînd-o cu distanța polară η, adică

$$M_{max}=\eta y_{max} \tag{17.23}$$

17.4.5.2. **Calculul palplanșei ancorate.** Calculul palplanșei ancorate cuprinde următoarele operații :

— stabilirea adîncimii pînă la care este necesar să se introducă în teren ;

— verificarea modului de ancorare ;

— verificarea secțiunii la încovoiere.

În cele ce urmează se vor trata numai primele două calcule, întrucît dimensionarea secțiunii la încovoiere se face în mod obișnuit.

Se consideră o palplanșă introdusă în teren pînă la o adîncime mai mare solicitată de împingerea activă a terenului, la capătul superior avînd un sprijin reprezentat prin forța de ancorare P (fig. 17.40).

Axa palplanșei se va deforma așa cum se arată în figura 17.40, *b*. Dacă palplanșa este introdusă în teren suficient de adînc, va exista un punct în afară de acela de rotire, sub care capătul palplanșei nu se va deplasa nici în stînga, nici în dreapta. În locul de inflexiune a axei deformate apare punctul de rotire D ; deasupra acestuia, rezistența pasivă acționează de la stînga spre dreapta, iar sub el de la dreapta spre stînga, așa cum se arată în diagrama presiunilor (fig. 17.40, *a*). S-a presupus o diagramă a presiunilor limitată, în cazul împingerii pasive, de o curbă, așa cum se produce în realitate.

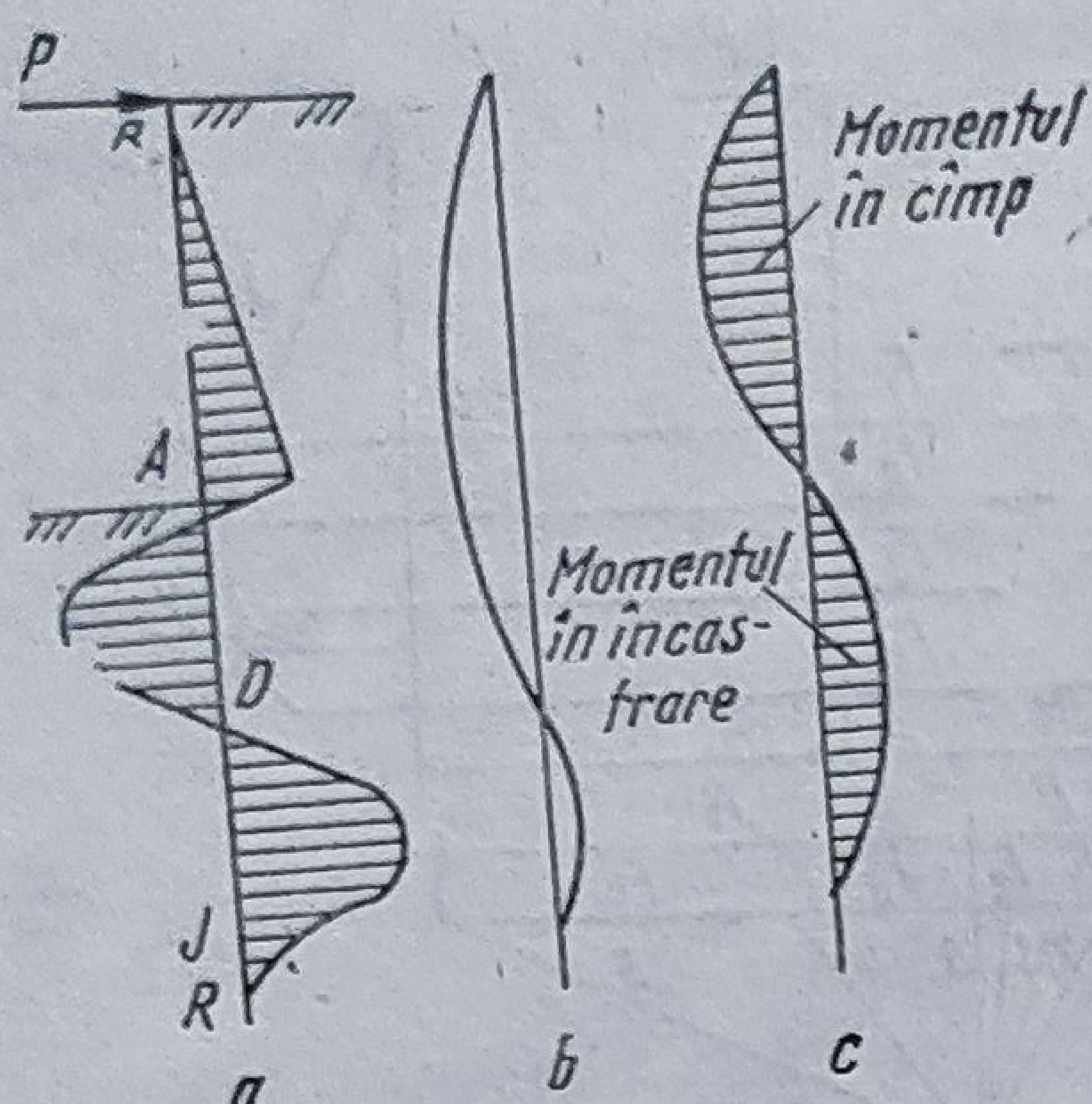


Fig. 17.40. Schema de calcul pentru palplanșe ancorate :
a — diagrama de presiuni; b — axa medie deformată; c — diagrama de momente.

În figura 17.40, c, se prezintă diagrama momentelor. Din punct de vedere static, palplanșa este o grindă static nedeterminată, o dată fiind încastrată la un capăt și sprijinită la capătul liber de o forță P. Întrebarea ce se pune este : care va fi axa deformată, diagrama presiunilor și a momentelor, admițînd că solicitarea rămîne aceeași dar se micșorează succesiv adîncimea de înfigere în teren a palplanșei ?

În figura 17.41, A se prezintă cazul cînd, la capătul inferior al axei deformate, există un singur punct care nu se deplasează nici spre stînga, nici spre dreapta. În figura 17.41, A, a, b, c se prezintă diagrama presiunilor într-o formă mai simplă (limitată de linii drepte), axa deformată și diagrama momentelor.

În cazul arătat în figura 17.41, B s-a redus adîncimea de înfigere pînă cînd capătul de jos al palplanșei are deplasarea maximă spre dreapta (fig. 17.41, B, b). Diagrama presiunilor se modifică în sensul că mărimea presiunii la capătul palplanșei va avea o valoare maximă (fig. 17.41, B, a). Diagrama momentelor se va modifica, sporind momentul în cîmp și micșorîndu-se momentul de încastrare. Figura 17.41, C arată rezultatul unei noi reduceri a adîncimii de batere, prezentîndu-se cazul cînd pe axa deformată a palplanșei nu mai apare un punct de inflexiune, respectiv nu mai există un punct de rotire și moment de încastrare și, ca o consecință, sporește momentul în cîmp. Palplanșa, din punct de vedere static, devine o grindă rezemată la ambele capete. S-a presupus că punctul de la capătul inferior al palplanșei rămîne nemișcat.

Ultimul caz prezentat în figura 17.41, D arată că, în cazul unei noi reduceri a adîncimii de batere, se ajunge la limita stabilității, cînd capătul inferior al palplanșei are o deplasare spre stînga (fig. 17.41, D, b) care provoacă presiunea maximă posibilă în diagrama solicitărilor (figura 17.41, D, a). Evident, nici în acest caz nu se poate produce un moment de încastrare, momentul în cîmp va deveni mai mare ca în cazul precedent (fig. 17.41, D, c). O micșorare a adîncimii de batere nu mai este posibilă, întrucît s-ar depăși limita rezistenței pasive ce poate să apară în teren și echilibrul forțelor nu se mai poate menține. Se pune întrebarea care

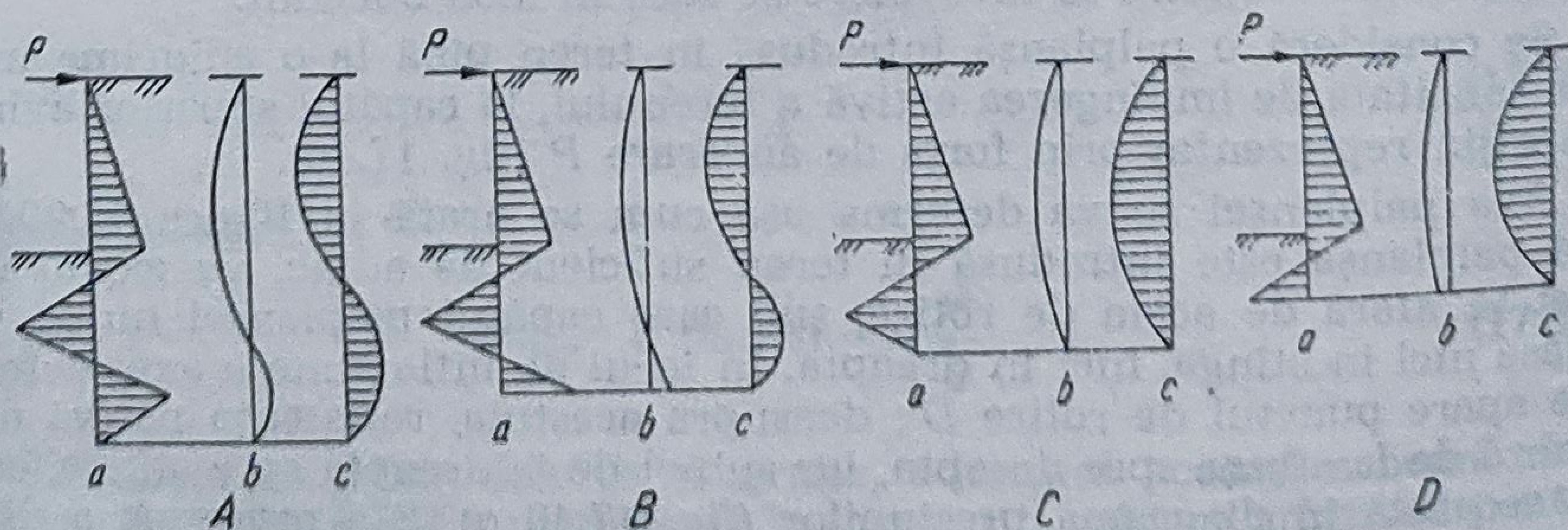


Fig. 17.41. Diagramele de presiune (a), momentele încovoietoare (c) și axa medie deformată (b), în funcție de adîncimea de înfigere (cazurile A...D).

din schemele prezentate trebuie luată ca bază la dimensionarea palplanşelor. În privinţa aceasta pot fi luate în considerare schemele 17.41, *B* şi 17.41, *D*. La schema *B* este mai mare adîncimea de înfigere şi mai mic momentul din cîmp, iar la schema *D* adîncimea de înfigere scade la un minim, dar sporeşte momentul din cîmp. În primul caz este necesară o palplanşă cu secţiunea mai mică, dar de lungime mai mare, iar în cazul al doilea, palplanşa poate fi mai scurtă, dar necesită o secţiune mai mare. Luînd în considerare că, în cazurile accidentelor întîmplate, cînd peretele de palplanşe şi-a pierdut stabilitatea, aceasta a fost provocată de depăşirea rezistenţei pămîntului şi nu de dimensionarea greşită a secţiunii, este mai bine să se dimensioneze palplanşa luînd în considerare schema 17.41, *B*, la care mai apare în teren un moment de încastrare. Chiar dacă mărimea rezistenţei pasive a fost evaluată peste valoarea ei reală, peretele de palplanşe, pînă să ajungă în starea limită în ceea ce priveşte stabilitatea, va trebui să treacă prin stările arătate în schemele 17.41, *C* şi 17.41, *D*, fiind posibilă o restabilire a echilibrului. În cazul evaluării greşite a rezistenţei pasive, plecînd de la schema 17.41, *D* la o depăşire mică a mărimii rezistenţei pasive va avea loc pierderea echilibrului. Ţinînd seama că, în privinţa secţiunii palplanşei, se poate face o evaluare mult mai exactă ca în privinţa rezistenţei pasive a pămînturilor, se recomandă plecarea de la schema 17.41, *B*.

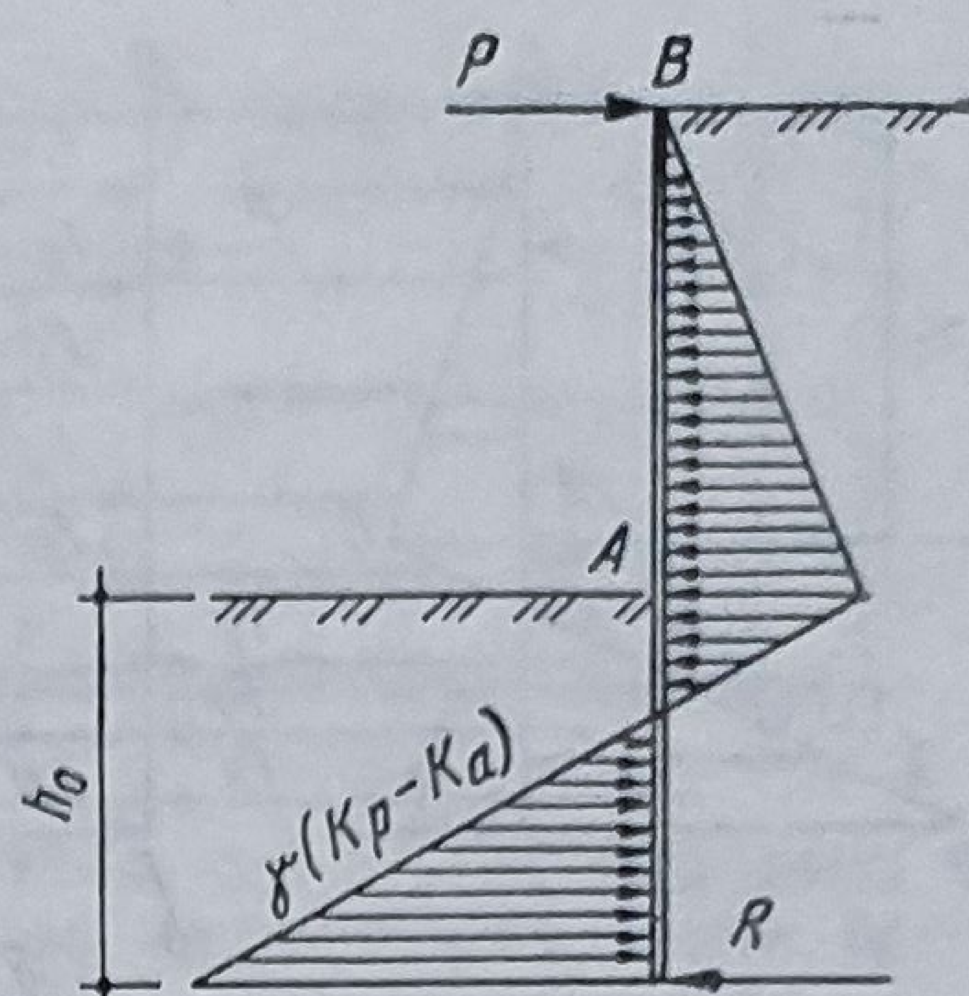


Fig. 17.42. Schemă de calcul pentru palplanşă ancorată.

Şi în cazul acesta se face simplificarea aplicată în cazul palplanşelor neancorate, înlocuind rezistenţa pasivă de la capătul inferior al palplanşei cu o forţă concentrată, ajungînd în felul acesta la schema de încărcare din figura 17.42.

Se tratează mai jos, în mod grafic, dimensionarea lungimii palplanşei ancorate. Se admite că unghiul de frecare interioară este mai mare de 25°, în care caz se ia rezistenţa pasivă cu valoarea sporită, adică diagrama de presiune BCDIB din figura 17.43, *a*. Înclinarea liniei *CD* va corespunde valorii γ $(2K_r—K_a)$. Ancorarea se consideră, cum se face în realitate, mai jos de capătul B al palplanşei, cu scopul de a reduce momentul din cîmp.

Pentru stabilirea adîncimii de batere a palplanşei se începe cu împărţirea diagramei presiunii în mai multe tronsoane ; se introduce cîte o forţă concentrată F_1, F_2 . . . corespunzătoare mărimii fiecărui tronson, aceste forţe acţionînd în centrul de greutate al fiecărui tronson. Forţele $F_1 \dots F_5$ vor acţiona asupra palplanşei *BI* de la dreapta spre stînga, iar $F_6, \dots, F_8$ de la stînga spre dreapta. Asupra palplanşei *BI* vor acţiona deci forţele *P*, $F_1 \dots F_8$ şi *R* (fig. 17.43, *b*). Se desenează poligonul forţelor $F_1, \dots, F_8$ cu polul în O_1 (fig. 17.43, *c*). Pentru a obţine diagrama momentelor, se desenează poligonul funicular cu forţele $F_1, \dots, F_8$ pe care-l închidem în mod arbitrar cu linia *LM* (fig. 17.43, *d*). În felul acesta s-a stabilit un echilibru între forţele $F_1, \dots, F_8$, *P* şi *R*. Mărimea acestora din urmă se obţine din poligonul forţelor, ducînd o paralelă din polul O_1 cu linia *LM*. Problema fiind static nedeterminată, trebuie să se verifice dacă închiderea arbitrară a poligonului funicular satisface condiţia de deformaţie a palplanşei. În acest scop se construieşte axa deformată, conside-

din schemele prezentate trebuie luată ca bază la dimensionarea palplanşelor. În privinţa aceasta pot fi luate în considerare schemele 17.41, *B* şi 17.41, *D*. La schema *B* este mai mare adîncimea de înfigere şi mai mic momentul din cîmp, iar la schema *D* adîncimea de înfigere scade la un minim, dar sporeşte momentul din cîmp. În primul caz este necesară o palplanşă cu secţiunea mai mică, dar de lungime mai mare, iar în cazul al doilea, palplanşa poate fi mai scurtă, dar necesită o secţiune mai mare. Luînd în considerare că, în cazurile accidentelor întîmplate, cînd peretele de palplanşe şi-a pierdut stabilitatea, aceasta a fost provocată de depăşirea rezistenţei pămîntului şi nu de dimensionarea greşită a secţiunii, este mai bine să se dimensioneze palplanşa luînd în considerare schema 17.41, *B*, la care mai apare în teren un moment de încastrare. Chiar dacă mărimea rezistenţei pasive a fost evaluată peste valoarea ei reală, peretele de palplanşe, pînă să ajungă în starea limită în ceea ce priveşte stabilitatea, va trebui să treacă prin stările arătate în schemele 17.41, *C* şi 17.41, *D*, fiind posibilă o restabilire a echilibrului. În cazul evaluării greşite a rezistenţei pasive, plecînd de la schema 17.41, *D* la o depăşire mică a mărimii rezistenţei pasive va avea loc pierderea echilibrului. Ţinînd seama că, în privinţa secţiunii palplanşei, se poate face o evaluare mult mai exactă ca în privinţa rezistenţei pasive a pămînturilor, se recomandă plecarea de la schema 17.41, *B*.

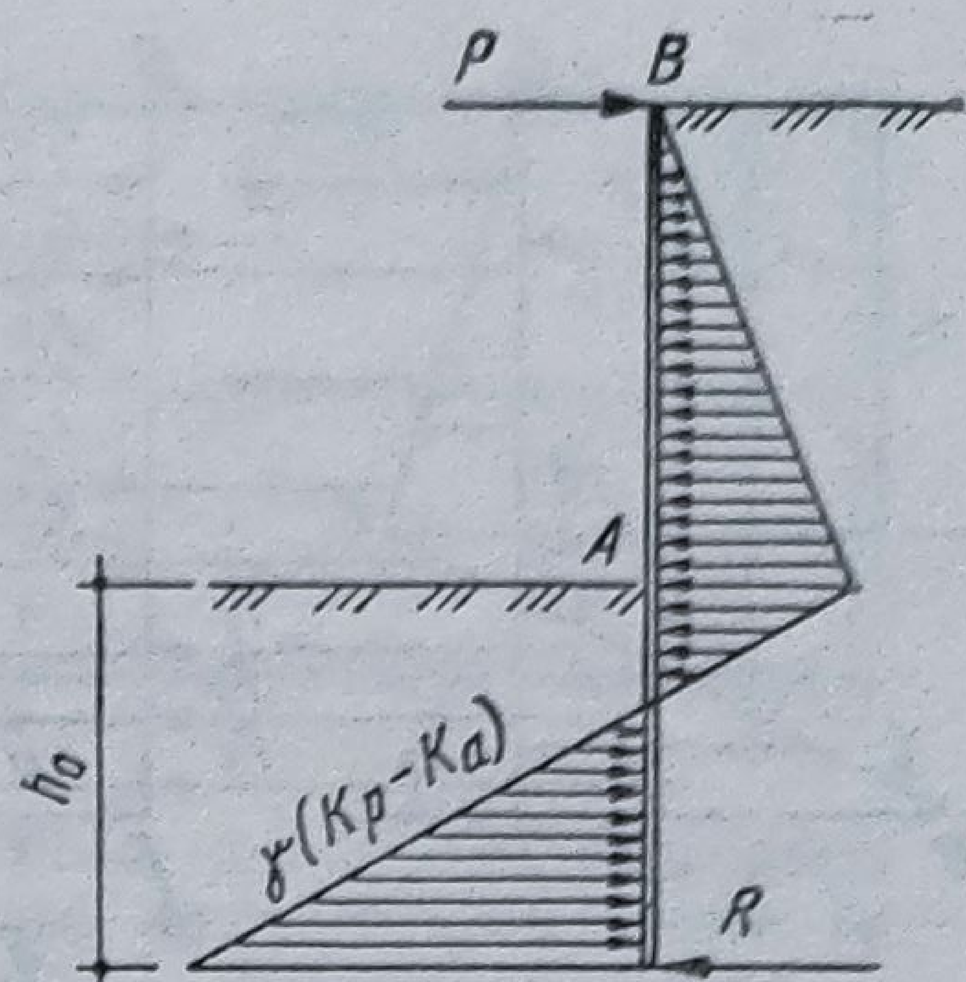


Fig. 17.42. Schemă de calcul pentru palplanşă ancorată.

Şi în cazul acesta se face simplificarea aplicată în cazul palplanşelor neancorate, înlocuind rezistenţa pasivă de la capătul inferior al palplanşei cu o forţă concentrată, ajungînd în felul acesta la schema de încărcare din figura 17.42.

Se tratează mai jos, în mod grafic, dimensionarea lungimii palplanşei ancorate. Se admite că unghiul de frecare interioară este mai mare de 25°, în care caz se ia rezistenţa pasivă cu valoarea sporită, adică diagrama de presiune BCDIB din figura 17.43, *a*. Înclinarea liniei *CD* va corespunde valorii γ $(2K_p—K_a)$. Ancorarea se consideră, cum se face în realitate, mai jos de capătul B al palplanşei, cu scopul de a reduce momentul din cîmp.

Pentru stabilirea adîncimii de batere a palplanşei se începe cu împărţirea diagramei presiunii în mai multe tronsoane ; se introduce cîte o forţă concentrată F_1, F_2 . . . corespunzătoare mărimii fiecărui tronson, aceste forţe acţionînd în centrul de greutate al fiecărui tronson. Forţele $F_1 \ldots F_5$ vor acţiona asupra palplanşei *BI* de la dreapta spre stînga, iar $F_6, \ldots, F_8$ de la stînga spre dreapta. Asupra palplanşei *BI* vor acţiona deci forţele *P*, $F_1 \ldots F_8$ şi *R* (fig. 17.43, *b*). Se desenează poligonul forţelor $F_1, \ldots, F_8$ cu polul în O_1 (fig. 17.43, c). Pentru a obţine diagrama momentelor, se desenează poligonul funicular cu forţele $F_1, \ldots, F_8$ pe care-l închidem în mod arbitrar cu linia *LM* (fig. 17.43, *d*). În felul acesta s-a stabilit un echilibru între forţele $F_1, \ldots, F_8$, *P* şi *R*. Mărimea acestora din urmă se obţine din poligonul forţelor, ducînd o paralelă din polul O_1 cu linia *LM*. Problema fiind static nedeterminată, trebuie să se verifice dacă închiderea arbitrară a poligonului funicular satisface condiţia de deformaţie a palplanşei. În acest scop se construieşte axa deformată, conside-

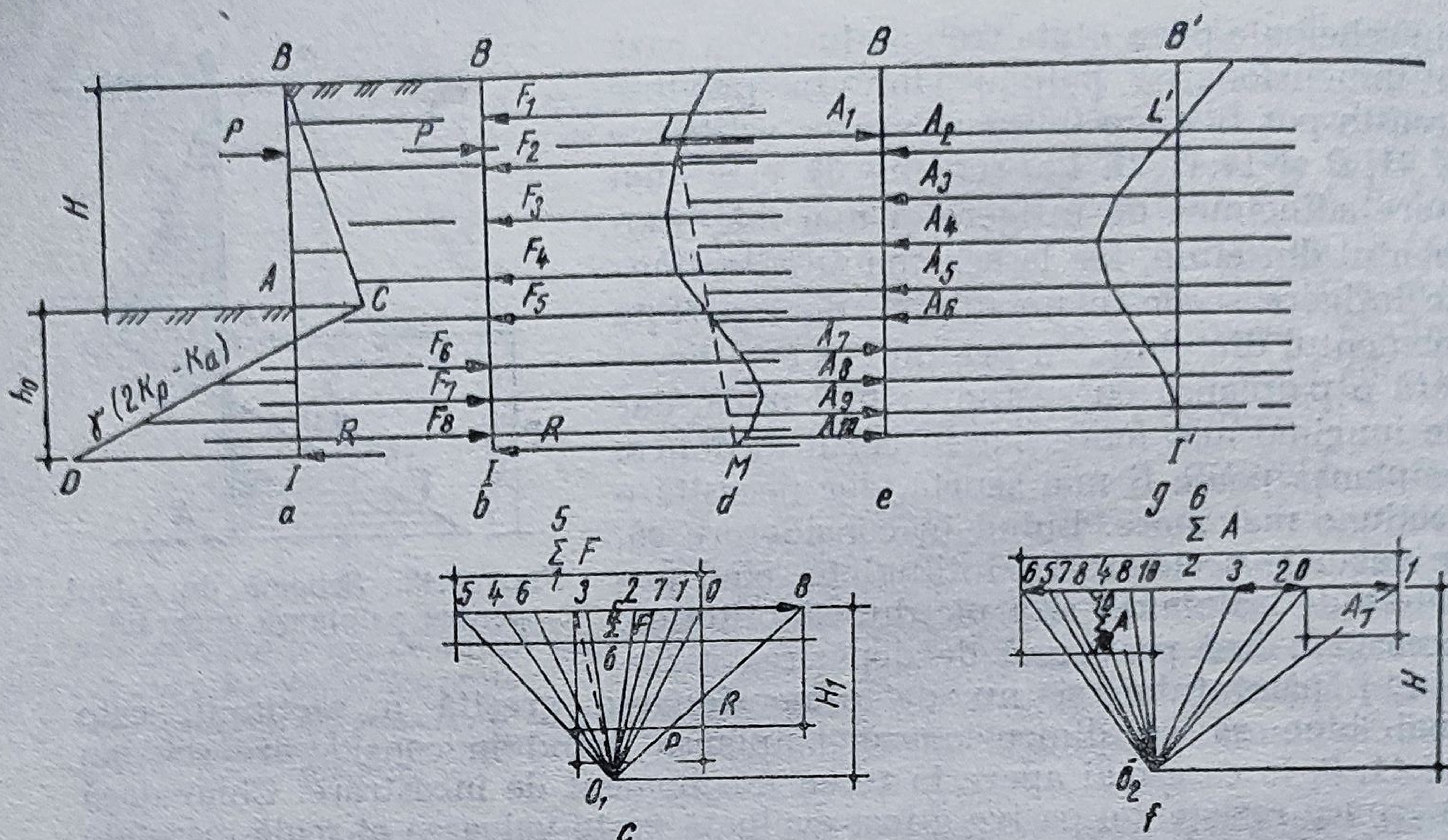


Fig.17.43. Rezolvarea grafică a dimensionării palplanșei :
a — diagrama de presiune; b — înlocuirea diagramei de presiune cu forțele concentrate aferente; c — poligonul forțelor; d — poligonul din forțele concentrate; e — încărcarea cu forțele concentrate fictive provenite din diagrama de momente; f — poligonul forțelor fictive; g — poligonul funicular din forțele fictive.

rînd palplanșa încărcată cu forțele fictive $A_1, \ldots, A_{10}$ rezultate din suprafața diagramei de momente (fig. 17.43 *e*, *f* și *g*).

Dacă linia $I'B'$ (fig. 17.43, *g*), paralelă cu $O_2 10$ (fig. 17.43, *f*) intersectează poligonul funicular (care reprezintă axa deformată a palplanșei) la nivelul forței de ancorare P în punctul L' (fig. 17.43, *g*) satisfăcînd prin aceasta condiția că în punctul de aplicație al forței de ancorare palplanșa nu se deplasează, adîncimea h_0 a fost bine aleasă și diagrama momentelor din figura 17.43, *d* este aceea care trebuie luată în considerare la dimensionarea secțiunii palplanșei. Evident nu se obține acest lucru chiar la prima încercare și la nivelul L' va fi o diferență între linia $I'B'$ și axa deformată a palplanșei dar, sporind sau micșorînd adîncimea de batere, se poate obține printr-un număr mic de încercări satisfacerea condiției de mai sus. Aceste încercări repetate se pot face ușor dacă se ține seama că nu trebuie să se construiască din nou poligonul forțelor și cel funicular din figura 17.43, *c* și *d*, ci trebuie numai să se modifice în partea din regiunea forței R.

Adîncimea de batere t se stabilește în funcție de valoarea t_0, considerînd

$$t = (1{,}20 \ldots 1{,}25)\, t_0.$$

După determinarea lungimii palplanșei, solicitarea în secțiunea ei se determină în modul cunoscut, cu ajutorul datelor din diagrama momentelor.

Cu ajutorul metodei descrise se obține din poligonul forțelor mărimea forței de ancorare, considerată pe metru liniar din peretele de palplanșe. Această forță trebuie transmisă terenului. Lucrul acesta se poate face fie cu o singură placă continuă așezată în teren la o anumită distanță de peretele palplanșei, fie cu plăci izolate așezate la anumite intervale

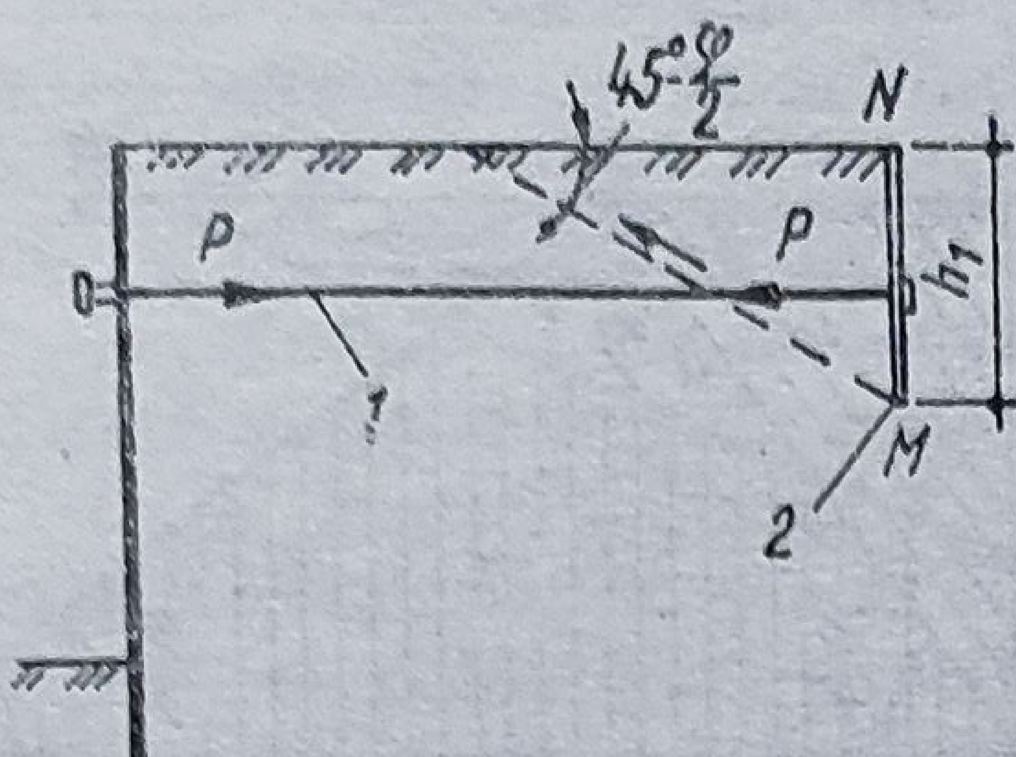


Fig. 17.44. Schema de ancorare a palplanşei cu placă la nivelul terenului :

1 — bară de ancorare; 2 — placă de ancorare.

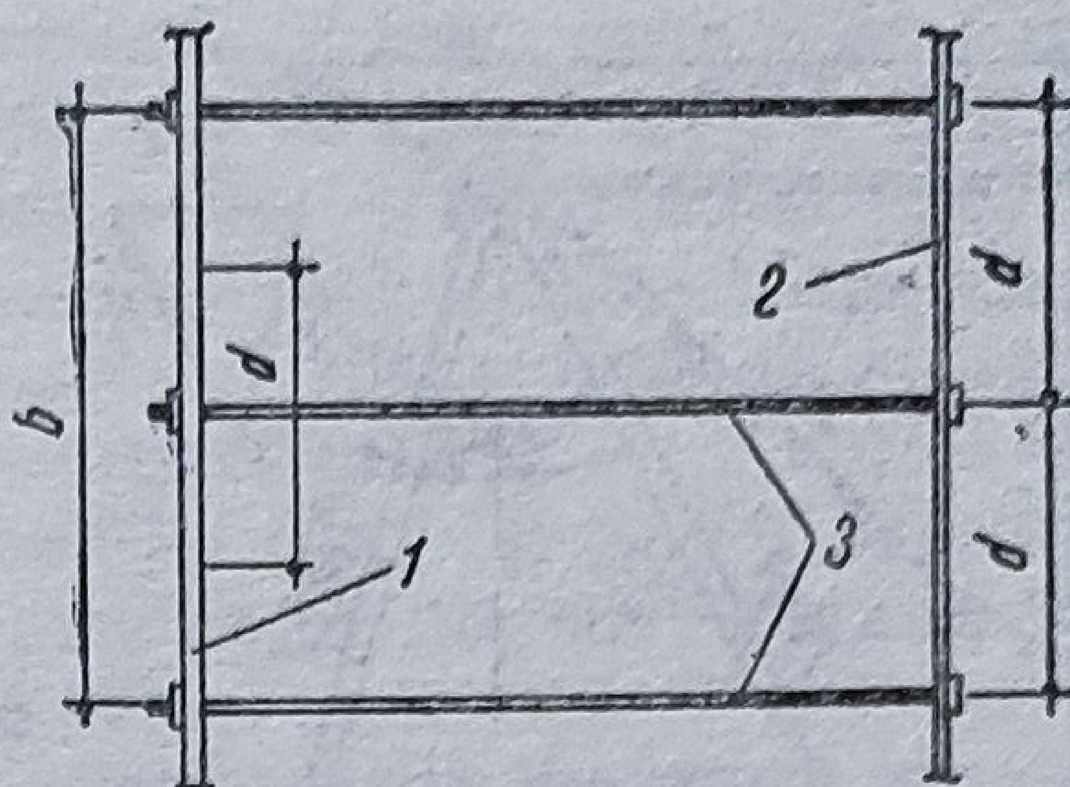


Fig. 17.45. Ancorarea palplanşei cu bare de ancorare plasate la anumite distanţe între ele :

1 — perete de palplanşe; 2 — placă de ancorare; 3 — bare de ancorare.

între ele. Între aceste plăci şi peretele de palplanşe se fixează o bară de ancorare (fig. 17.44). Rezistenţa pe care o opune placa de ancorare depinde de rezistenţa pasivă a pămîntului din faţa plăcii de ancorare. Pentru ca placa să se deplaseze, datorită forţei de întindere P din bara de ancorare, prisma de pămînt cu baza MN trebuie să fie dislocată. Pentru a asigura o stabilitate cu suficientă siguranţă, trebuie să fie satisfăcută relaţia

$$P+\frac{\gamma h_1^2}{2}K_a\leqslant\frac{1}{\eta}\,\frac{\gamma h_1^2}{2}K_p,\qquad(17.24)$$

sau

$$P\leqslant\frac{\gamma h_1^2}{2}\left(\frac{1}{\eta}K_p-K_a\right),\qquad(17.25)$$

unde η este un coeficient de siguranţă ce se poate lua 1,3 . . . 1,5.

Valoarea P calculată în felul acesta se referă la un tronson de 1,0 m lungime, iar cînd distanţa dintre barele de ancorare este mai mare, şi anume egală cu d, forţa de ancorare necesară pentru dimensionarea secţiunii barei va fi Pd (fig. 17.45).

Cînd în locul unei plăci de ancorare continue se aşază mai multe plăci izolate la anumite distanţe între ele, mărimea forţei rezistente pe suprafaţa unei plăci va fi mai mare ca rezistenţa pe o suprafaţă cu dimensiuni similare de pe placa continuă. Problema care era considerată plană, devine o problemă spaţială. La limita echilibrului va fi dislocat nu numai volumul cuprins între suprafaţa de lunecare BL şi suprafeţele verticale $B_1D_1L_1$, $B_2D_2L_2$, ci vor fi dislocate, din cauza frecării pe suprafeţele laterale, şi alte mase din pămînt din afara acestora (fig. 17.46). Mărimea volumului dislocat nu poate fi stabilită în mod exact. Problema se rezolvă mai simplu sporind forţa de rezistenţă ce rezultă din împingerea prismei BDL, cu forţa de frecare pe cele două suprafeţe laterale, considerînd că pe aceste suprafeţe din partea terenului înconjurător se transmit împingeri active.

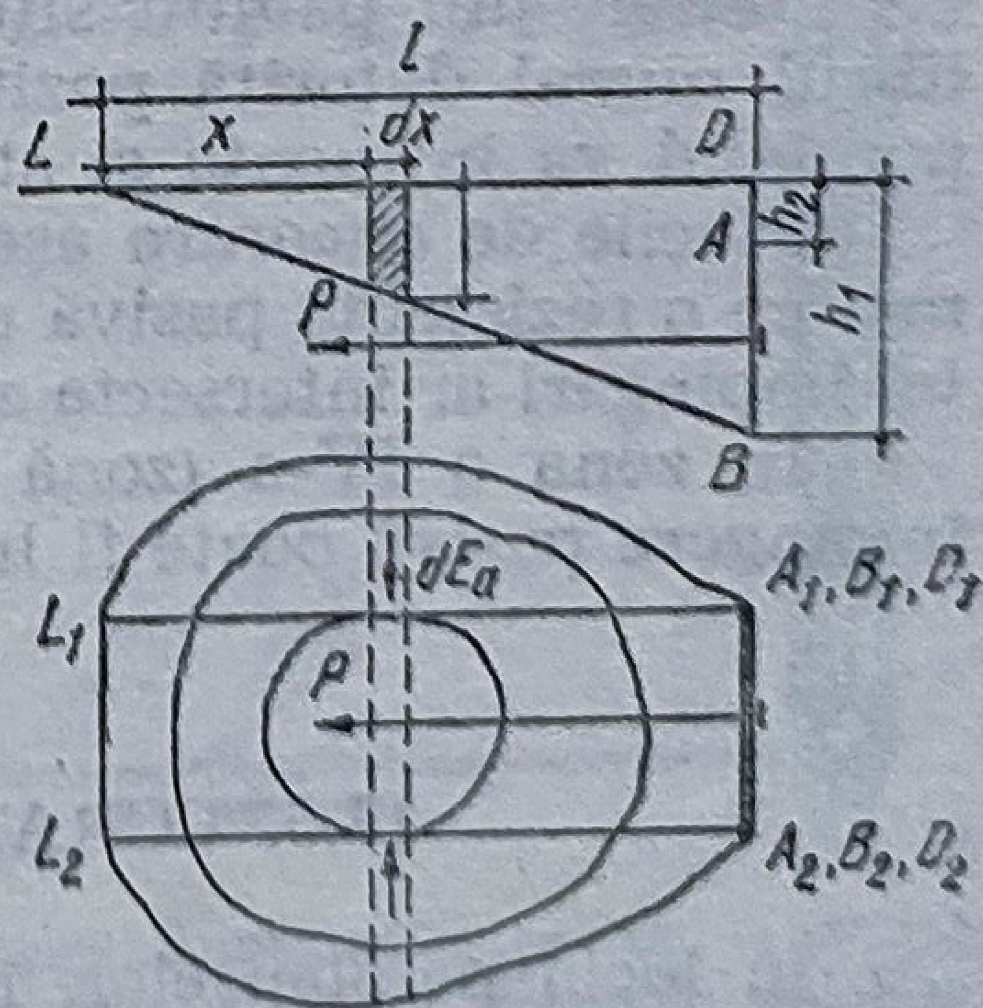


Fig. 17.46. Schema de calcul pentru ancorarea palplanşei (problema spaţială).

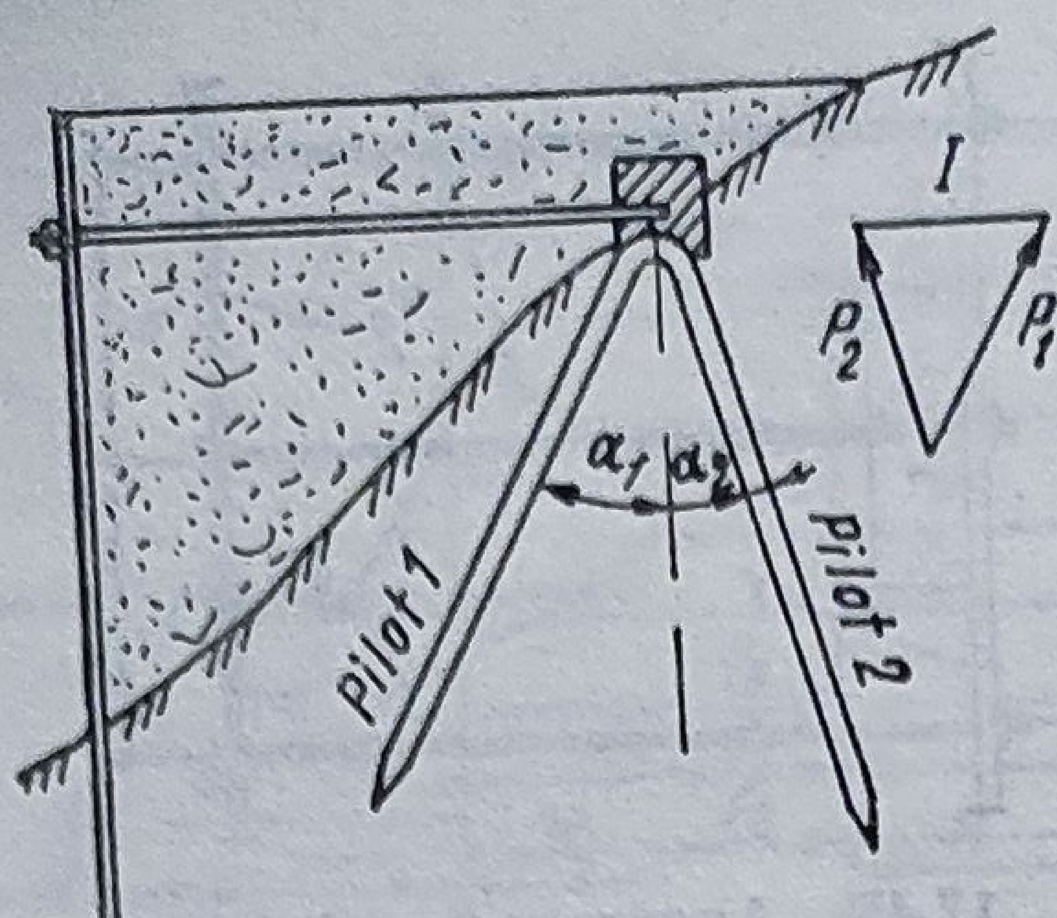


Fig. 17.47. Ancorarea palplanşei prin fixarea barei de ancorare de piloţi.

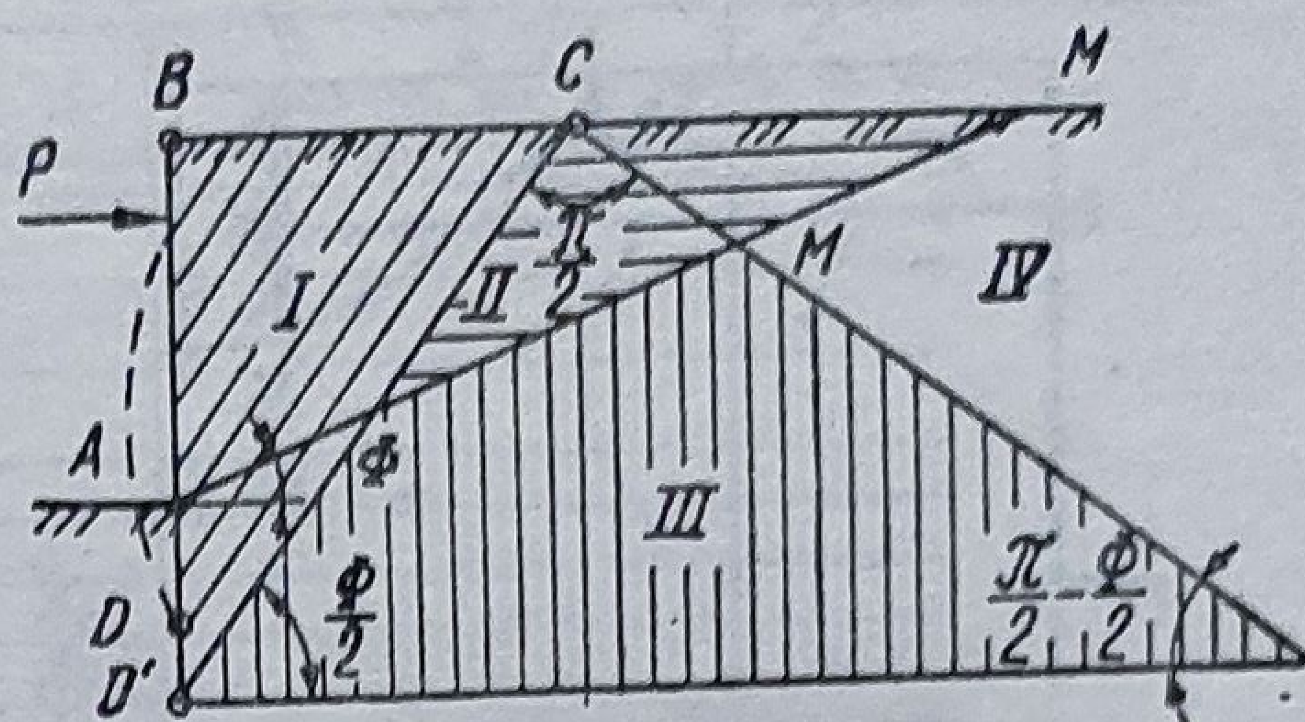


Fig. 17.48. Zonarea spaţiului de amplasare a ancorei.

În cazul ancorării cu piloţi înclinaţi (fig. 17.47) forţa de ancorare Pd (d fiind distanţa în plan dintre tiranţi) se descompune după direcţiile celor doi piloţi. Pilotul *1* va fi solicitat la forţa de compresiune P_1, iar pilotul 2 la forţa de smulgere P_2. Valorile acestor forţe se pot obţine grafic sau analitic cu relaţiile :

$$P_1 = Pd \frac{\cos \alpha_1}{\sin (\alpha_1 + \alpha_2)} ; \tag{17.26}$$

$$P_2 = Pd \frac{\cos \alpha_2}{\sin (\alpha_1 + \alpha_2)} . \tag{17.27}$$

Rămîne să se determine distanţa la care trebuie să se aplice placa de ancorare faţă de peretele de palplanşe.

Placa de ancorare nu poate fi aşezată în zona I, adică în interiorul prismei de lunecare $BD'C$ (fig. 17.48). În urma cedării peretelui de palplanşe, planul de lunecare ar trebui să se formeze pînă la punctul de rotire D. Pentru simplificare se consideră că planul de lunecare pleacă din punctul D' (capătul palplanşei). Aşezarea plăcii de ancorare în această zonă ar fi inutilă, întrucît s-ar deplasa împreună cu prisma $BD'C$, deci nu s-ar realiza nici un sprijin pentru peretele de palplanşe.

Introducerea plăcii de ancorare în zona a II-a, adică deasupra planului AM situat sub unghiul de frecare Φ, prezintă o nesiguranţă cu atît mai mare cu cît se aşază mai aproape de planul DC.

Masele din pămînt situate deasupra planului AM îşi păstrează echilibrul numai datorită poziţiei fixe a peretelui de palplanşe. O cedare a peretelui va influenţa şi stabilitatea pămîntului din zona a II-a.

Plăcile de ancorare aşezate în zona a III-a vor putea fi calculate numai cu o rezistenţă pasivă redusă, din cauză că planul de lunecare al acestei împingeri ar intersecta zonele I şi a II-a.

În zona a IV-a (zonă recomandată pentru plasarea plăcii) forţa de împingere pasivă poate fi luată în considerare cu întreaga ei valoare.

17.5. ECRANE DE IMPERMEABILIZARE

În locul palplanşelor, în special a celor din beton armat, se pot utiliza ecrane impermeabile (pereţi) din argile tixotrope (bentonite). Soluţiile tixotrope de argilă au calitatea de a se prezenta ca un lichid în timpul prelucrării, putînd fi amestecate şi turnate la fel ca betonul.

În procesul de argilizare prezintă o importanță mare procesele fizico-chimice care au loc la schimbul ionic, cînd particula de argilă intră în contact cu electroliții din apă și-și modifică complexul de adsorbție. Verificările cantitative au arătat că, în procesul de schimb ionii din soluție trec în complexul de adsorbție al particulelor și dislocuiesc în soluție o cantitate echivalentă de ioni aflați în jurul particulelor.

Astfel, introducînd Li^+ și Na^+ împreună cu Ca^{++} și Ba^{++}, presiunea stratului difuz scade, scade și potențialul electrocinetic, suspensia se coagulează și se colmatează găurile unui perete etc.

Rezultă că, folosind schimbul ionic și proprietățile amfotere ale unor elemente componente ale argilei, se poate realiza o participare și formare de geluri care se întăresc în timp. În acest scop se stabilesc pe bază de analize și încercări rețetele necesare.

Pentru realizarea ecranelor, în jurul gropii de fundație se sapă șanțuri verticale, pînă la stratul impermeabil (fig. 17.49) în care se introduce soluția de argilă tixotropă (noroi bentonitic). După un anumit timp de la introducere, se schimbă starea de echilibru interior, producîndu-se fenomenul de coagulare și amestecul devine o masă de argilă impermeabilă, cu o rezistență mare la tăiere. Pereții astfel construiți nu permit infiltrarea apei în groapa de fundație, însă nu au rezistență suficientă pentru a prelua împingerea pămîntului adică să aibă și rol de sprijiniri.

Din această cauză săpătura pentru groapa de fundație se execută în taluz (fig. 17.49).

Șanțurile în care se introduce noroiul bentonitic se pot executa prin dragare sau cu săpătoare de șanțuri. O metodă relativ simplă dar ingenioasă pentru executarea acestor șanțuri înguste și adînci constă în folosirea unui cablu cu noduri, supus unei mișcări alternative (fig. 17.50). Execuția conform acestei metode, începe cu forarea la distanțe egale a unor puțuri, netubate. În timpul forării, pentru împiedicarea prăbușirii pereților și evacuarea detritusului, se folosește noroi bentonitic introdus sub presiune. În aceste foraje se introduc bare tubulare ghidate și lestate, prevăzute la partea inferioară cu cîte un scripete, peste care trece lanțul cu noduri. Lanțul este condus apoi prin intermediul a încă doi scripeți la

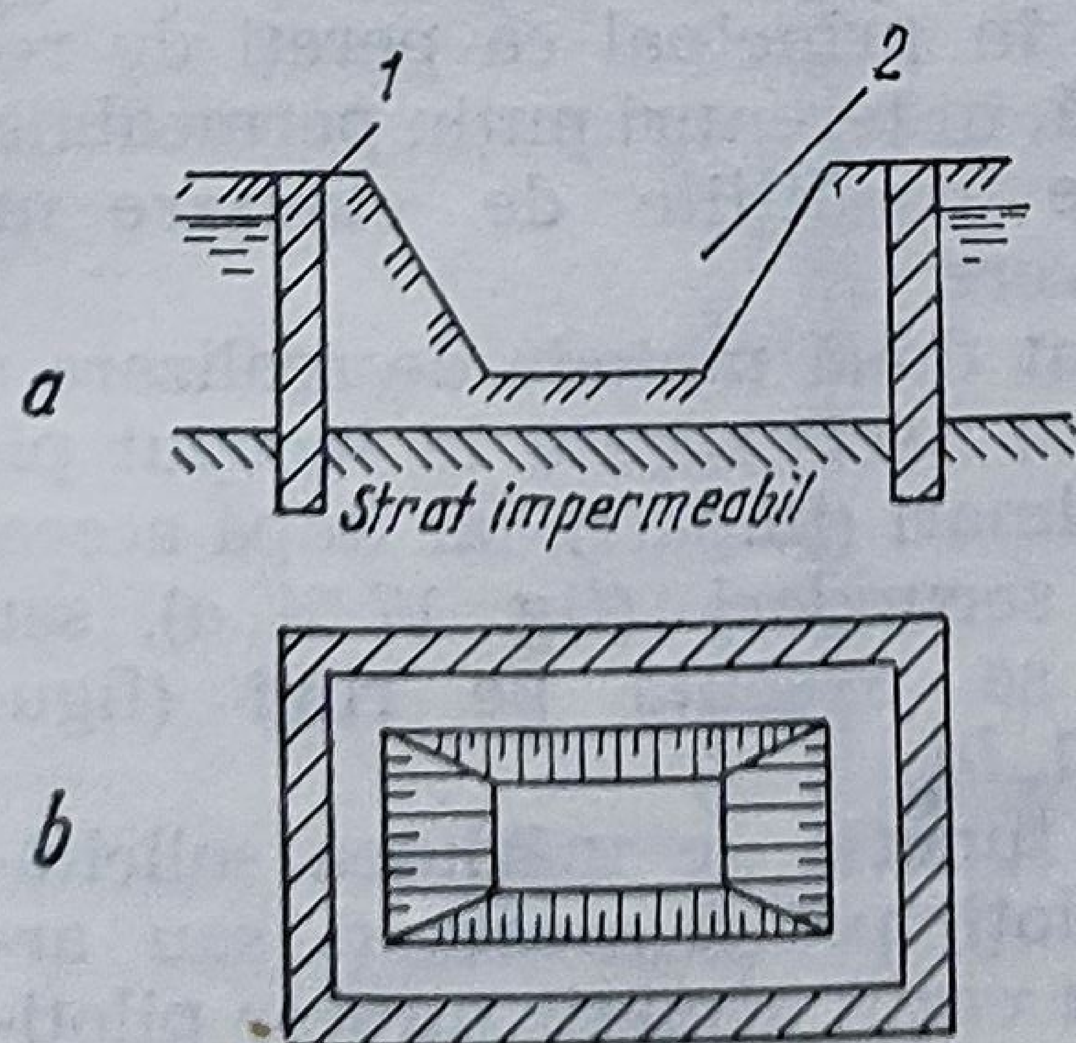


Fig. 17.49. Crearea unei incinte cu ajutorul ecranelor:

a — secțiune transversală; *b* — vedere în plan; *1* — ecran impermeabil; *2* — groapa de fundație.

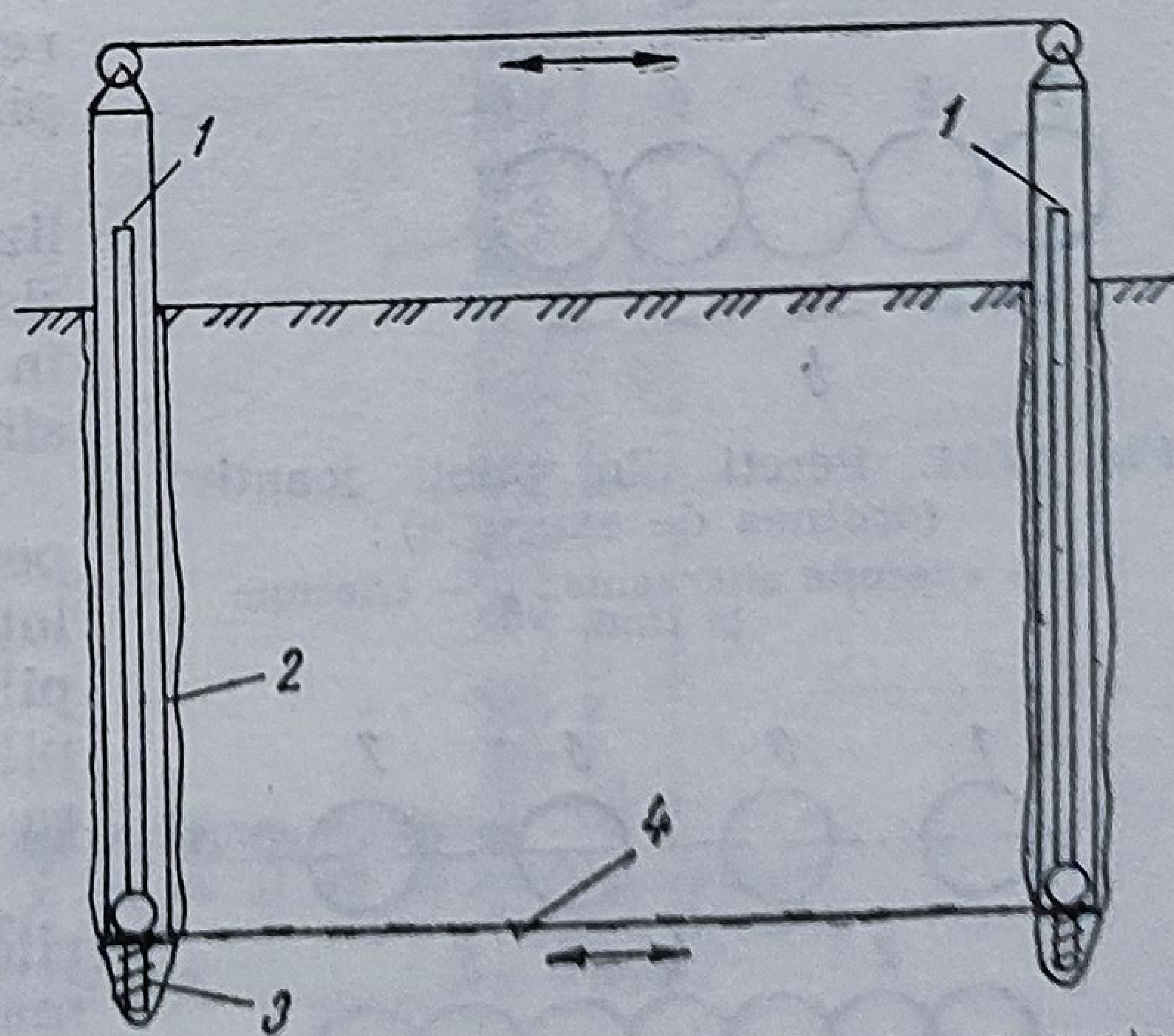


Fig. 17.50. Schița instalației pentru executarea ecranelor din argilă tixotropă folosind cablu cu noduri:

1 — noroi; *2* — cadru; *3* — burghiu; *4* — cablu cu noduri.

două trolii. Printr-o mişcare alternativă, realizată cu ajutorul troliilor, lanţul cu noduri taie un şanţ în teren între cele două foraje.

Paralel cu executarea şanţului se introduce şi noroi bentonitic sub presiune, care este antrenat şi distribuit de lanţ în interiorul şanţului pe toată înălţimea sa.

Noroiul bentonitic fiind introdus sub presiune prin interiorul tijelor de foraj sau al barelor tubulare, pînă la partea inferioară a puţului, va produce şi ridicarea la suprafaţă a detritusului rezultat la forare, respectiv la tăierea şanţului.

Pentru realizarea ecranelor impermeabile din noroi bentonitic cu ajutorul lanţului cu noduri există instalaţii speciale, la care lanţul este montat direct pe tijele utilajului de forat.

17.6. PEREŢI ÎNGROPAŢI

Ca lucrări de susţinere s-au folosit mult în ultimele decenii pereţii îngropaţi din beton sau beton armat. Pereţii îngropaţi trebuie să îndeplinească funcţiile de rezistenţă şi de etanşare specifice pereţilor de palplanşe. Sînt situaţii în care aceşti pereţi devin părţi componente ale construcţiilor subterane sau cînd îndeplinesc în acelaşi timp şi rolul de fundaţii. În unele cazuri, în special la construcţiile hidrotehnice, pereţii îngropaţi au doar funcţia de pereţi etanşi (ecrane).

Din punct de vedere al alcătuirii constructive, pereţii îngropaţi pot fi formaţi din piloţi sau din panouri.

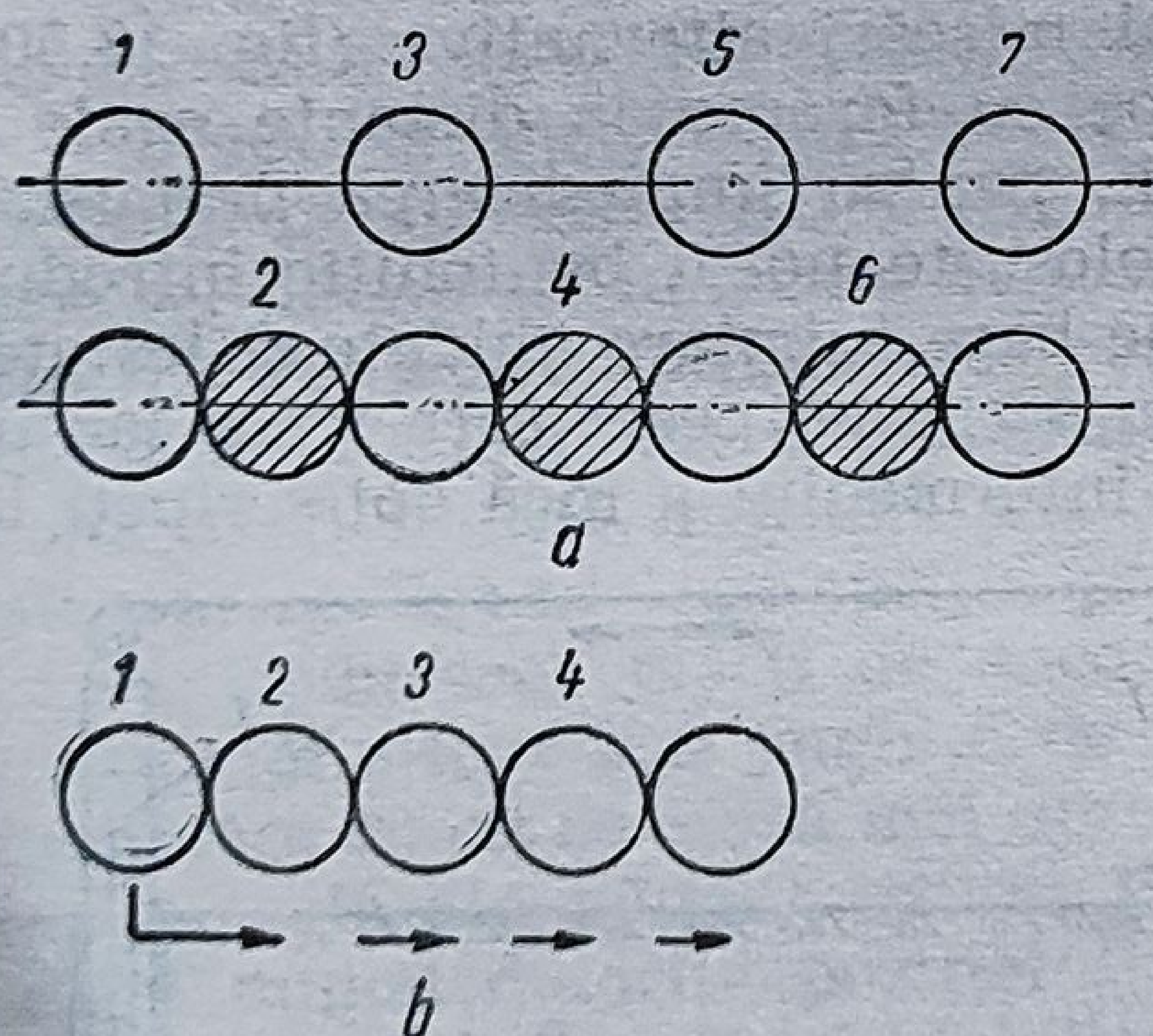


Fig. 17.51. Pereţi din piloţi joantivi (ordinea de execuţie) :
a — execuţie alternantă; *b* — execuţie la rînd.

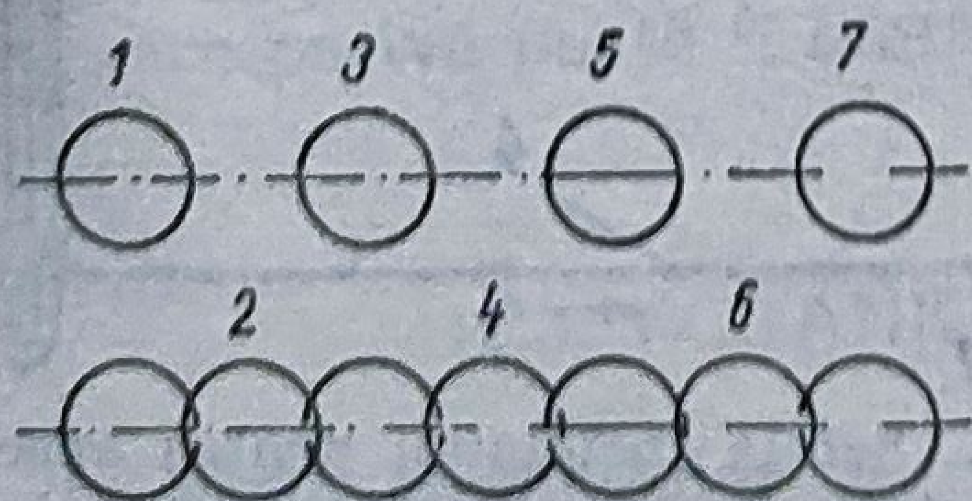


Fig. 17.52. Pereţi din piloţi secanţi întrepătrunşi.

17.6.1. PEREŢI ÎNGROPAŢI DIN PILOŢI TURNAŢI PE LOC

Pereţii îngropaţi din piloţi se realizează cu tehnicile specifice piloţilor executaţi pe loc prin forare. Pereţii pot fi din piloţi joantivi sau din piloţi secanţi.

Pereţii din piloţi joantivi se utilizează în principal ca pereţi de rezistenţă, în terenuri puţin permeabile, în care condiţiile de etanşare nu sînt severe.

Sînt două metode de realizare a peretelui : se execută la început piloţii primari (impari), iar după aceea, piloţii secundari (fig. 17.51, *a*), sau piloţii se execută pe rînd (figura 17.51, *b*).

În funcţie de mărimea solicitărilor piloţii pot fi nearmaţi sau armaţi. În cazul armării tuturor piloţilor este preferabilă cea de-a doua metodă de realizare a pereţilor.

Pereţii din piloţi secanţi întrepătrunşi (fig. 17.52) asigură o etanşare

mai bună decît cei din piloţi joantivi. Se execută mai întîi piloţii primari, apoi cei secundari. Dacă este necesară armarea peretelui aceasta se realizează prin armarea piloţilor secundari. Etapele de execuţie ale unui perete din piloţi secanţi sînt, în acest caz, următoarele : forarea şi betonarea piloţilor primari, forarea piloţilor secundari, introducerea carcasei de armătură în piloţii secundari şi betonarea acestora.

Pentru a pune în evidenţă modul de execuţie a piloţilor secanţi se descrie una din lucrările de acest fel executată în ţara noastră.

La executarea fundaţiilor unui siloz de cereale cu capacitate de 15 000 t, pe un amplasament a cărui stratificaţie era formată din argile slab consolidate şi nisipuri afînate, s-a adoptat soluţia de folosire a piloţilor secanţi.

S-a stabilit prin proiect să se execute în lungul perimetrului gropii de fundaţie un ecran format din 104 piloţi secanţi (fig. 17.53).

Executarea unui pilot din acest ecran s-a făcut în patru etape de lucru.

Etapa I. Pentru a se asigura forarea piloţilor în poziţiile prevăzute în proiect s-a executat o centură de ghidaj din beton B 90, servind drept cale de rulare pentru cele două foreze necesare forării (fig. 17.54).

Etapa a II-a. S-a trecut la forarea găurilor pilotului cu ajutorul noroiului bentonitic. Schematic, instalaţia de forare se prezintă în figura 17.55. Noroiul bentonitic este împins în timpul forării de pompa *7*, prin prăjina *2* şi sapa de forare *3*, antrenînd apoi detritusul în afară în jgheabul din lemn *4* şi apoi în recipientul *5*. Aici noroiul se curăţă de detritus, se redozează şi se refoloseşte în acelaşi circuit.

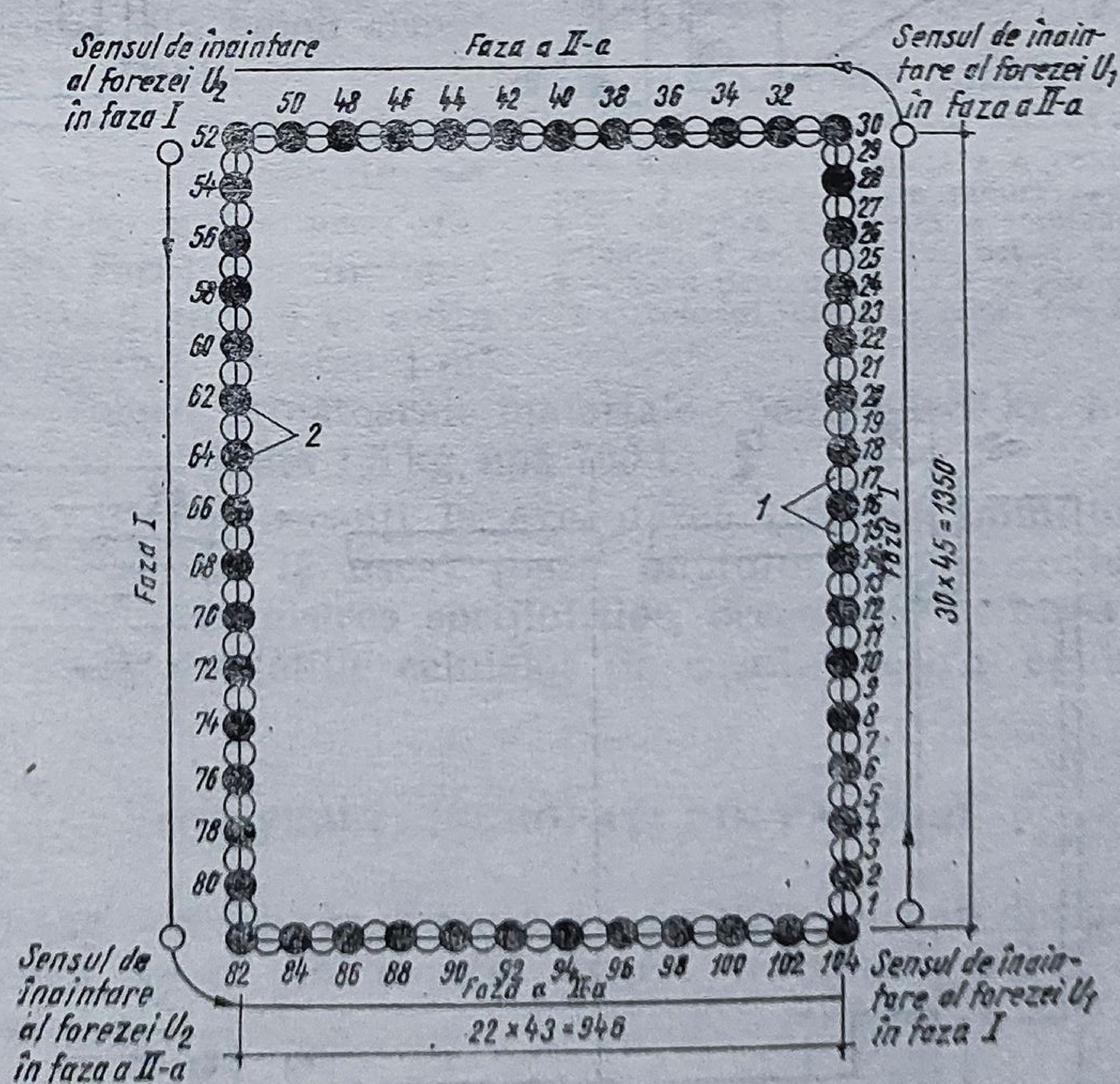


Fig. 17.53. Planul de executare a piloţilor secanţi în jurul unei incinte de fundare :

1 — piloţi secanţi din beton simplu; 2 — piloţi secanţi din beton armat.

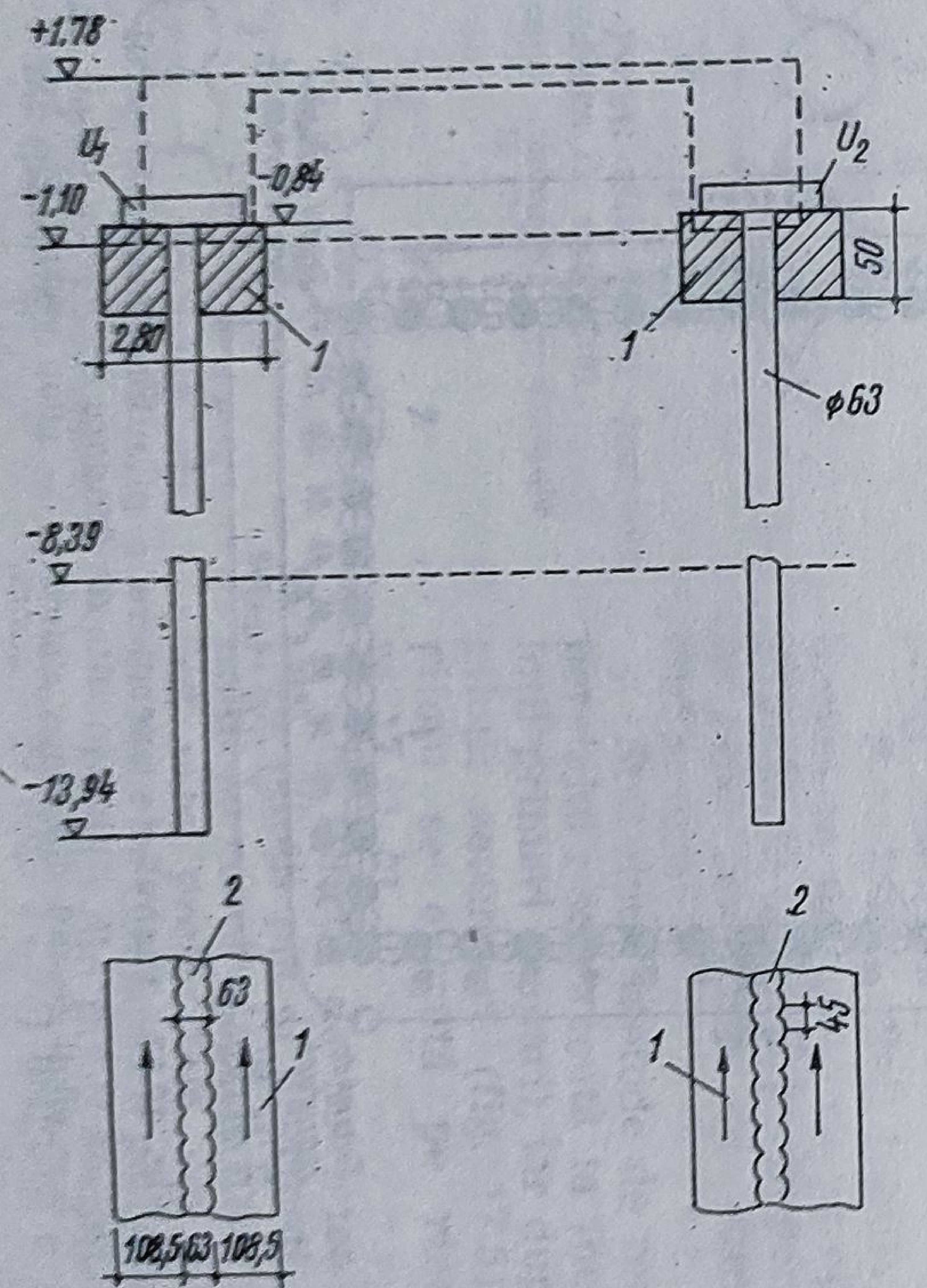


Fig. 17.54. Schema ghidajelor folosite de foreze :
1 — grindă din beton; 2 — perete din piloţi secanţi; U_1 şi U_2 — foreze Uraleţ.

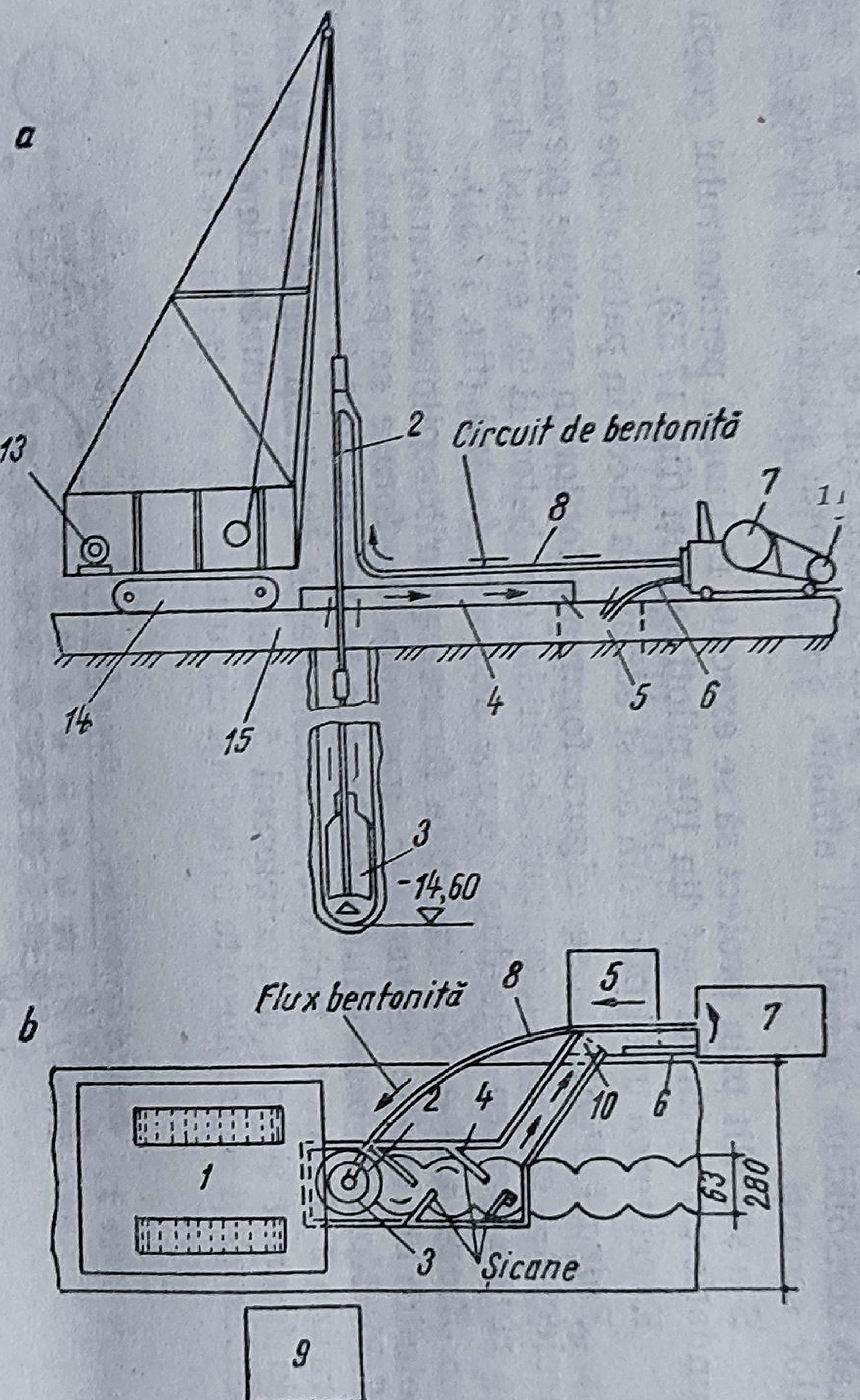


Fig. 17.55. Schema instalaţiei de forare a piloţilor secanţi :

a — secţiune; *b* — vedere în plan ;
1 — foreză adaptată pentru forare cu bentonită; *2* — prăjini pentru săpare de 4,5" şi 36 daN/m; *3* — sapă de forare treptată (prin percuţie) de 450 daN; *4* — jgheab pentru colectarea noroiului folosit; *5* — recipient pentru colectarea noroiului folosit; *6* — furtun de absorbţie; *7* — pompă de noroi; *8* — furtun de refulare; *9* — ladă metalică pentru beton de 2 m³; *10* — site; *11* — motor electric de 10 kW; *13* — motor electric de 25 kW; *14* — şenile; *15* — grindă de ghidaj.

Etapa a III-a. După ce forajul a atins cota dorită, noroiul din gaura forată se spală cu apă curată pînă ce se subțiază stratul din bentonită, pentru a permite introducerea coloanelor de betonare.

Etapa a IV-a. După terminarea spălării se introduc coloanele de betonare îmbinate între ele prin cîrlige. Primul tronson este astupat la partea inferioară cu un dop din lemn 8 (fig. 17.56) pentru a împiedica scurgerea betonului în faza inițială. Se introduce apoi betonul în foraj cu ajutorul pîlniei 6 care este montată la partea superioară a coloanei. Se înlătură dopul din lemn prin percuție, permițînd curgerea betonului ; betonarea se face continuu, pe măsura retragerii coloanei, astfel ca partea inferioară a coloanei să rămînă mereu în beton circa 1 m. Piloții s-au executat în ordinea 1, 3, 5 etc. din beton simplu și apoi 2, 4, 6 etc., din beton armat, realizîndu-se o îmbinare a celor din beton armat în cei din beton simplu.

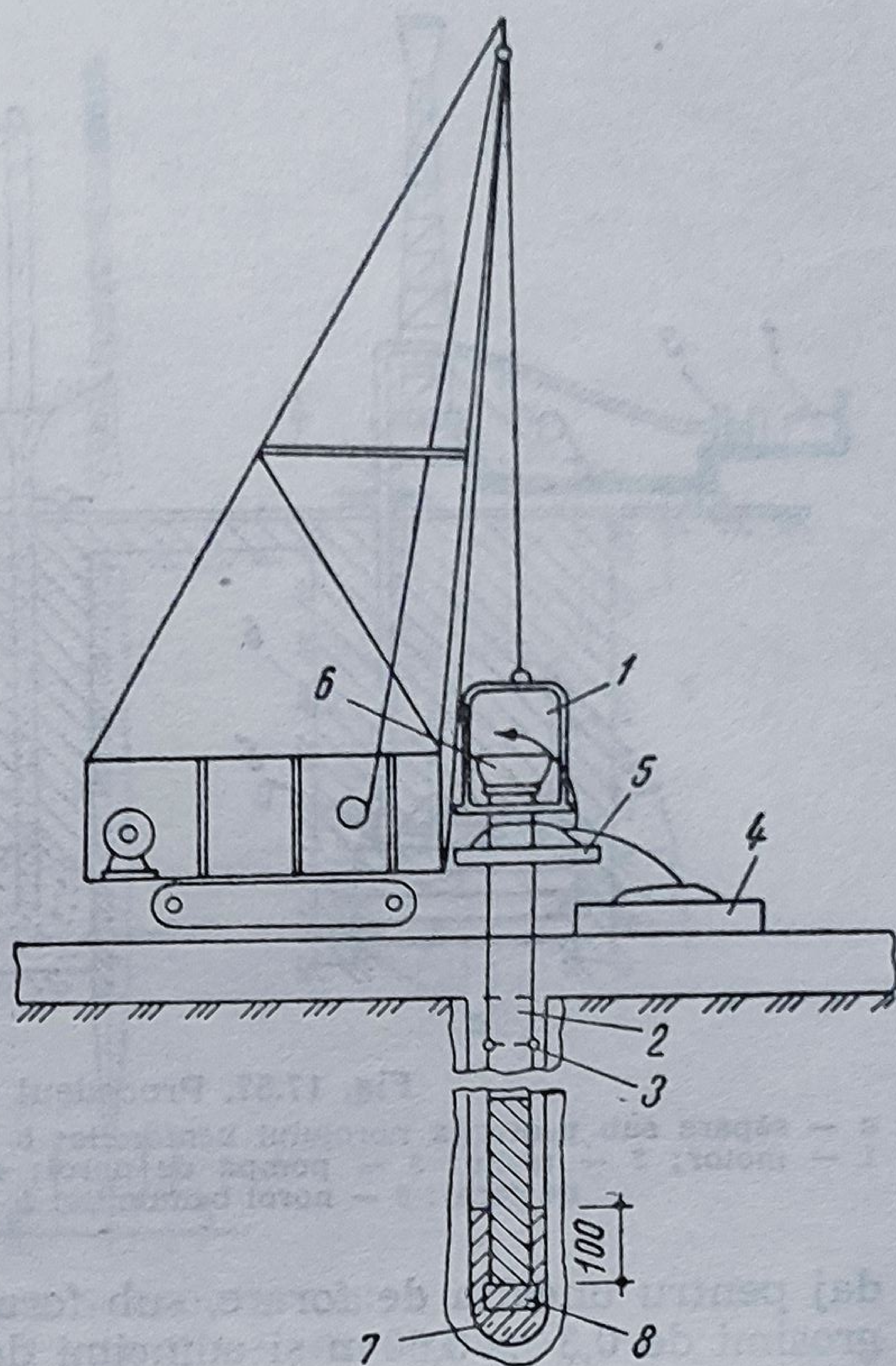


Fig. 17.56. Schema instalației de betonare a pilotului secant :

1 — dispozitiv de agățare a coloanei de betonare; 2 — coloană de tuburi pentru betonare; 3 — etanșare cu argilă a îmbinării între două coloane; 4 — ladă din beton de circa 2 m³; 5 — tavă pentru beton; 6 — pîlnie de betonare; 7 — betonul turnat în pilot; 8 — dop din lemn.

Noroiul folosit la acest sistem de forare a asigurat menținerea pereților forajului, antrenarea sfărîmăturilor din foraj și colmatarea pereților forajului spre a se evita pierderea noroiului. Pentru 1 m² de ecran s-au folosit următoarele materiale : bentogel 39 kg, humă 25 kg, trasgel 2 kg, sodă calcinată 1,5 kg, apă 790 l.

Folosirea piloților secanți la executarea incintei amintite a permis executarea fundațiilor la uscat (baza pilotului fiind introdusă într-un strat din argilă) economisirea sprijinirilor, precum și evitarea antrenării nisipurilor de sub fundațiile celulelor (în cazul folosirii epuismentelor).

17.6.2. PEREȚI ÎNGROPAȚI DIN PANOURI

Principalele procedee la executare a pereților turnați din panouri, utilizate în ultimii ani în țara noastră, au fost instalațiile C.I.S. Soletanche, Kelly și Else.

17.6.2.1. **Executarea pereților îngropați cu ajutorul instalației C.I.S.** La executarea unui perete turnat realizat cu instalația C.I.S. (circulație inversă a suspensiei) de producție franceză, se începe prin executarea unei piste de deplasare a utilajului servind în același timp și ca ghi-

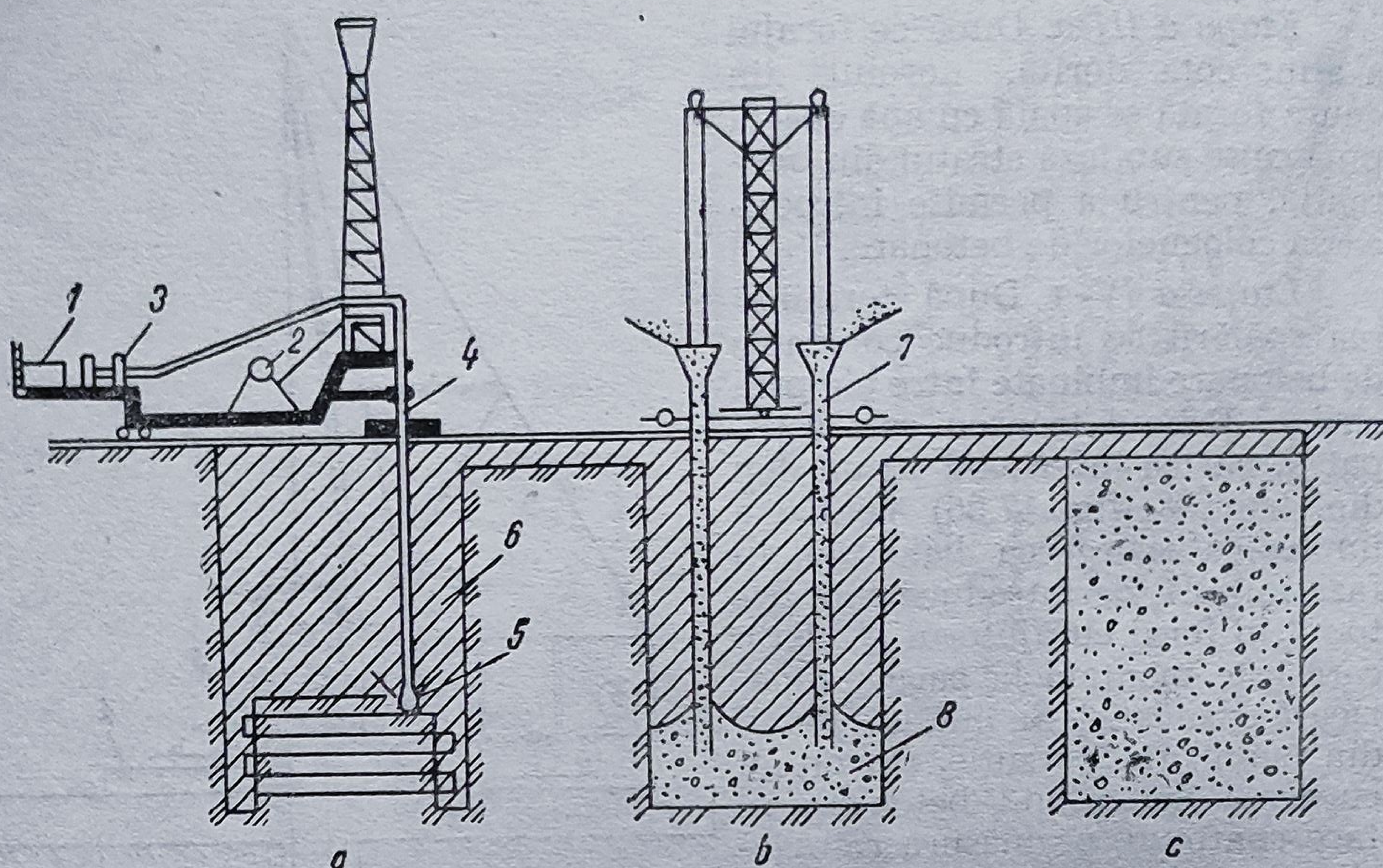


Fig. 17.57. Procedeul C.I.S. Soletanche:
a — săpare sub protecția noroiului bentonitic; b — turnarea betonului; c — perete din beton; 1 — motor; 2 — troliu; 3 — pompă de noroi; 4 — tije de foraj și de absorbție; 5 — sapă de foraj; 6 — noroi bentonitic; 7 — tub de betonare; 8 — beton.

daj pentru unealta de forare, sub forma a doi pereți scurți din beton cu grosimi de 0,3 . . . 0,60 m și adîncimi de 0,8 . . . 1,5 m, așezați la o distanță egală cu grosimea tranșeii plus 5 . . . 10 cm (fig. 17.57). La capetele panoului ce se atacă se forează inițial două puțuri între care excavația pămîntului se face în straturi succesive de 20 . . . 30 cm grosime prin rabatere pe orizontală, adică prin deplasarea înainte și înapoi a forezei. Tehnica de foraj se adaptează în funcție de natura terenului (stratului) putîndu-se executa săparea fie prin percuție, fie prin foraj rotativ. Materialul săpat, detritusul, este absorbit prin tija centrală a instalației, împreună cu noroiul (suspensia din argilă) pe care, după îndepărtarea părților grosiere pompa de noroi îl retrimite în gaură. La terminarea forării fundul tranșeii se curăță prin circulația noroiului.

Panoul odată forat, se trece la betonare, care se realizează cu metoda Contractor. Panourile se execută în șah, la început panourile impare, apoi cele pare. În cazul pereților de rezistență înainte de betonare, se lansează în tranșee carcasa de armătură.

Cu instalația C.I.S. se pot executa pereți turnați cu grosimi de 0,40 . . . 1,0 m pînă la adîncimi de 50 m în terenuri tari și foarte tari. În țara noastră, instalația a fost utilizată pentru executarea unor pereți turnați la Întreprinderea de oțeluri aliate Tîrgoviște și la Uzina metalurgică Iași.

17.6.2.2. **Executarea pereților îngropați cu ajutorul instalației Kelly.** În figura 17.58 este prezentată schematic instalația Kelly, de producție franceză; aceasta este alcătuită dintr-o benă hidraulică fixată la extremitatea unei prăjini care culisează în interiorul unui ghidaj rigid de secțiune pătrată. Ghidajul se atașează la un excavator sau o macara. Bena este prevăzută cu două fălci acționate hidraulic prin două verine și se poate

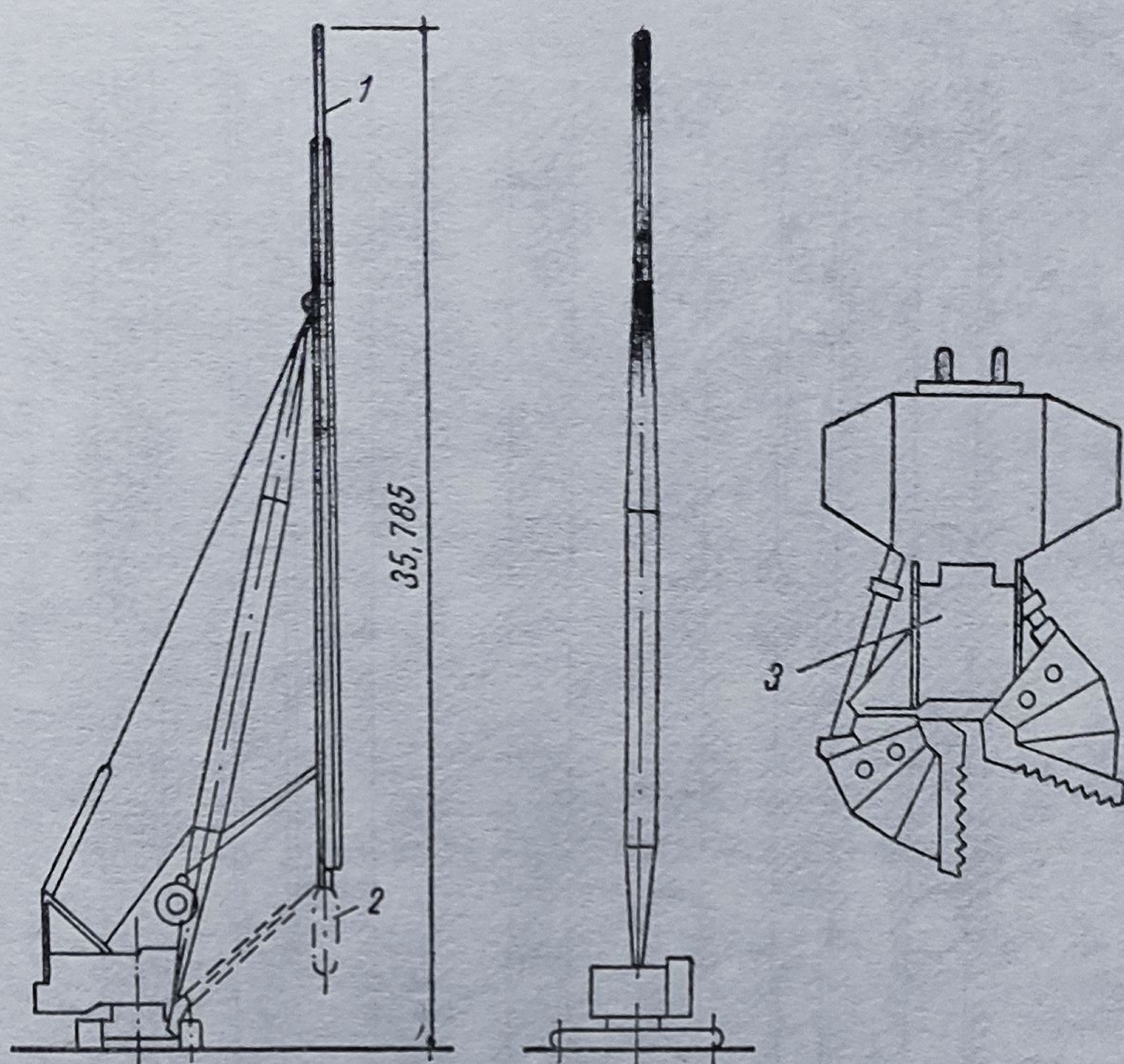


Fig. 17.58. Procedeul Soletanche-Kelly:
1 — prăjină de foraj Kelly; 2 — benă; 3 — detaliu de benă.

roti în jurul axei prăjinii. Deschiderea și închiderea benei se face cu verinele hidraulice, iar ridicarea și coborîrea cu două cabluri ale macaralei sau excavatorului, legate de benă și de un punct de pe prăjină.

În vederea folosirii, se aduce bena cu fălcile deschise deasupra pereților scurți de ghidare și se introduce ușor în tranșee, evitîndu-se producerea de valuri mari în noroi, care ar putea dăuna pereților tranșeei. Bena este lăsată să cadă, sub greutatea proprie și a prăjinii, de la o înălțime de 1—3 m, înfigîndu-se astfel în pămîntul de la baza tranșeei. Bena încărcată cu pămînt este scoasă și ținută cîtva timp deasupra tranșeei pentru a se permite scurgerea noroiului prin orificiile anume prevăzute. Apoi se rotește excavatorul (macaraua) spre mijlocul de transport în care este descărcată bena.

Cu instalații tip Kelly se pot executa panouri de 0,60 . . . 0,80 m grosime și adîncimi de pînă la 31 m. Lungimea panoului se alege funcție de natura terenului, fiind cuprinsă de obicei între 4 și 8 m. Instalația Kelly este indicată în cazul forării unor terenuri puțin compacte, fără blocuri mari și obstacole. Dacă în cuprinsul stratificației se întîlnesc incluziuni sau straturi tari, se poate folosi săparea combinată, cu instalații tip Kelly deasupra stratului tare și cu instalații tip C.I.S. în stratul tare. Acest procedeu a fost aplicat la lucrările de pe platformele industriale Tîrgoviște și Iași.

În figura 17.59 se arată execuția unui panou de 6 m lungime cu instalația Kelly. La început se realizează două puțuri la extremități, cu o lungime de 2,2 m fiecare, dată de deschiderea maximă a fălcilor benei. Între puțuri se formează un miez de pămînt numit merlon, care se excavează

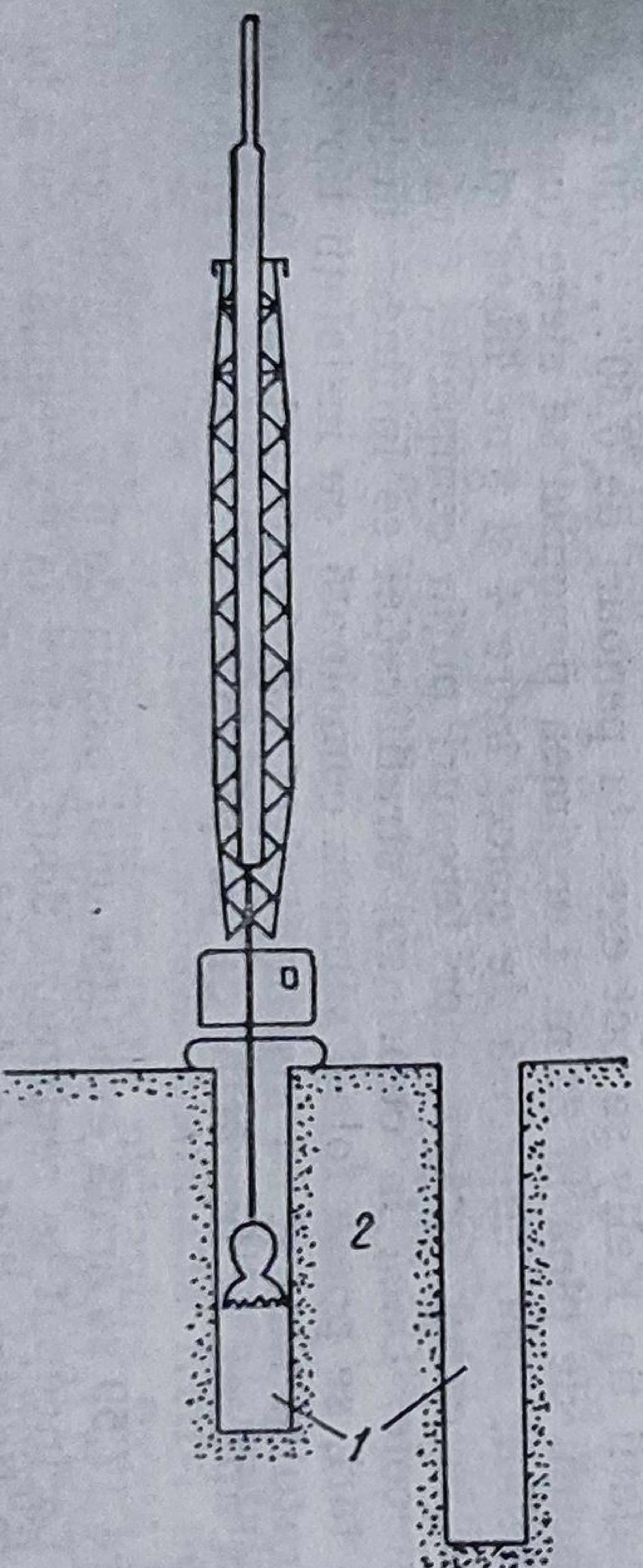


Fig. 17.59. Săparea unui panou cu instalația Soletanche-Kelly : Kelly :

1 — puțuri de 2,20 m deschidere; *2* — merlon.

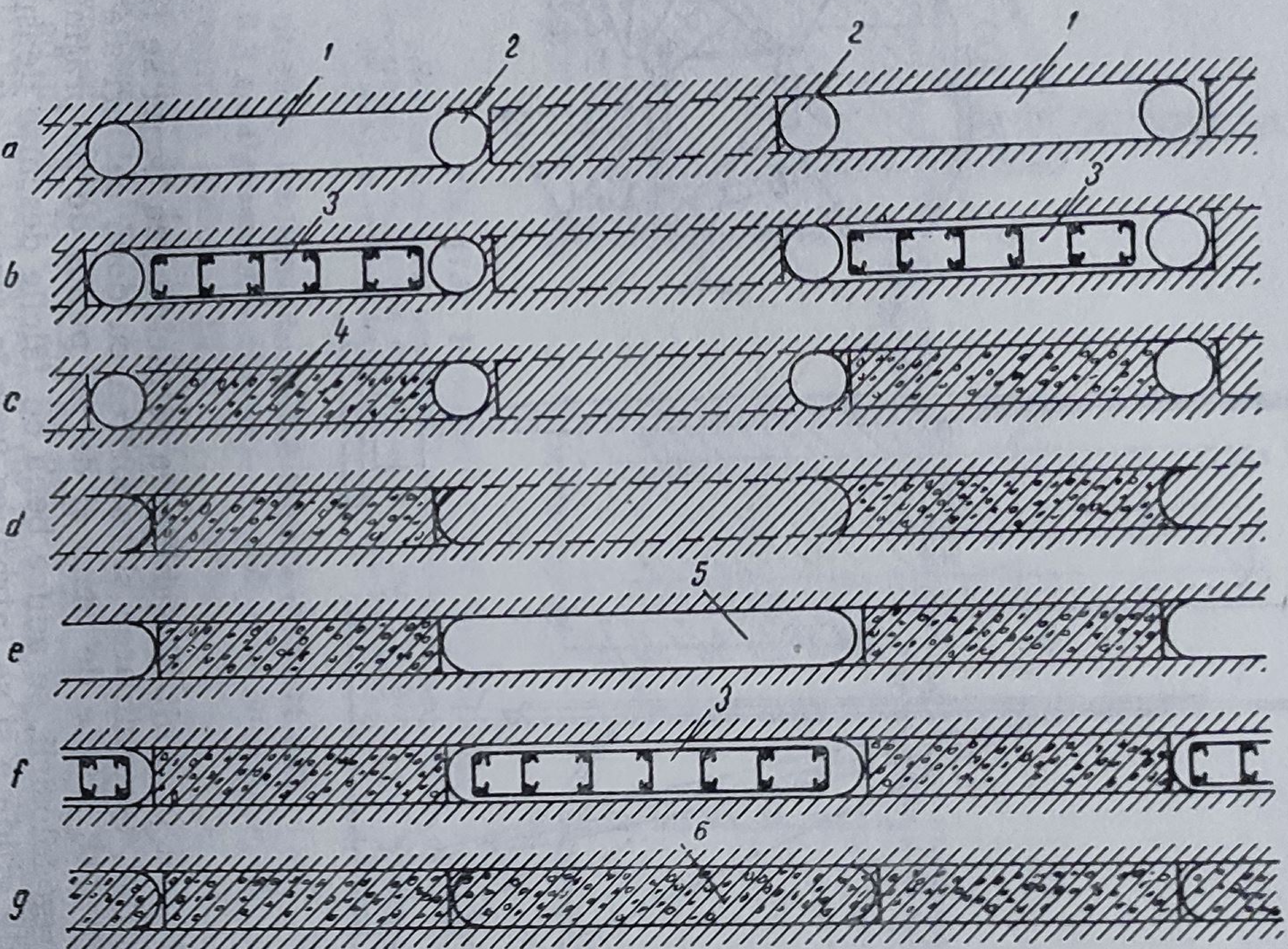


Fig. 17.60. Etapele de execuție ($a \ldots g$) al unui perete turnat din panouri cu folosirea tuburilor de rost :

1 — panou primar săpat; *2* — tub de rost; *3* — carcasă de armătură; *4* — panou primar betonat; *5* — panou secundar săpat; *6* — panou secundar betonat.

la sfîrşit. Ca şi la lucrul cu instalaţia C.I.S., execuţia panourilor se face în şah.

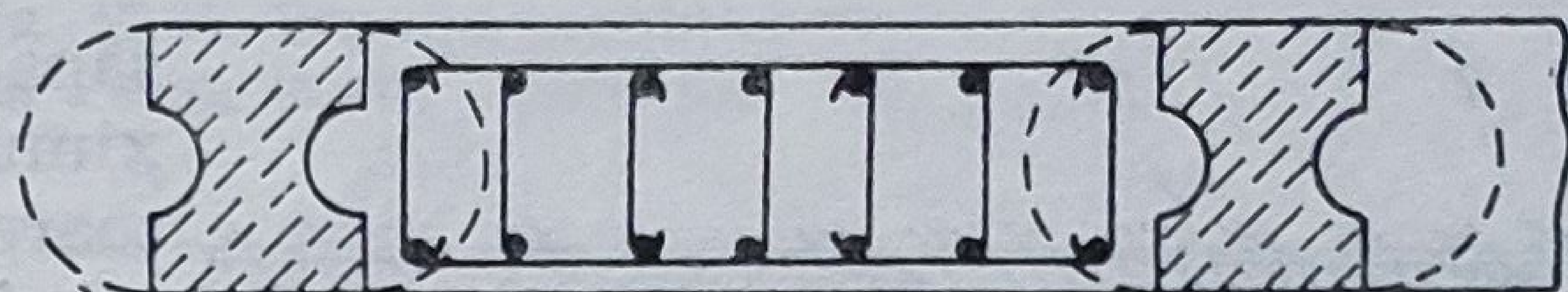


Fig. 17.61. Perete de tip mixt.

O problemă comună la realizarea pereţilor turnaţi din panouri cu instalaţii tip C.I.S. şi Kelly, este cea a etanşeizării rosturilor dintre panouri pentru care principalele soluţii cunoscute sînt : etanşarea prin tuburi de rost şi cea prin prefabricate din beton armat.

Etapele executării unui perete turnat din panouri cu folosirea tuburilor de rost sînt (fig. 17.60) :

a) forarea panourilor primare şi plasarea la extremităţile panourilor primare a tuburilor de rost ;
b) lansarea carcasei de armătură în panourile primare ;
c) betonarea panourilor primare ;
d) extragerea tuburilor de rost ;
e) săparea panourilor secundare, raclarea cu unealta de săpat a pereţilor semicirculari din panourile secundare şi cele primare ;
f) lansarea carcasei de armătură în panourile secundare ;
g) betonarea panourilor secundare.

În figura 17.61 este arătat în secţiune orizontală un perete de tip mixt. Etapele de execuţie sînt aceleaşi cu cele din fig. 17.60, cu deosebirea că în locul tuburilor de rost se introduc prefabricate din beton armat care rămîn înglobate în perete. Se obţine astfel o închidere a rostului, superioară celei obţinute prin metoda tuburilor de rost.

17.6.2.3. **Executarea pereţilor turnaţi cu ajutorul instalaţiei ELSE.** Instalaţia ELSE, de producţie italiană, lucrează după principiul excavatoarelor cu lingură dreaptă, cupa putînd avea atît o mişcare de translaţie, prin coborîrea de-a lungul unui catarg masiv şi greu, cît şi o mişcare de rotaţie în jurul unui punct de sprijin (fig. 17.62). Instalaţia se aşază în lungul tranşeei de săpat, pe grinzile de ghidaj cu catargul mobil la capătul panoului de executat, săparea efectuîndu-se prin retragere. Cupa ghidată de catargul mobil coboară în lungul acestuia pînă cînd bolţul cupei intră într-un locaş special de pe catarg. În continuare, cupa aflată în poziţie verticală, cu dinţii îndreptaţi în jos, coboară împreună cu catargul pînă la înfigerea sapei în pămînt sub greutatea catargului. Acţionat hidraulic, catargul apasă asupra cupei care se umple cu pămînt. Apoi, cupa este adusă în poziţie orizontală şi este ridicată, cu ajutorul catargului mobil, deasupra terenului la înălţimea necesară pentru ca, prin deschiderea unui capac de fund (după ce în prealabil s-a lăsat să se scurgă în tranşee noroiul) să se descarce într-o benă transportoare. Bena cu detritus este ridicată pe un plan înclinat pentru a se descărca într-un mijloc de transport şi apoi se îndepărtează de sub cupă. Ciclul de săpare se reia pînă se ajunge la cota stabilită prin proiect. Lungimea de pe care se face

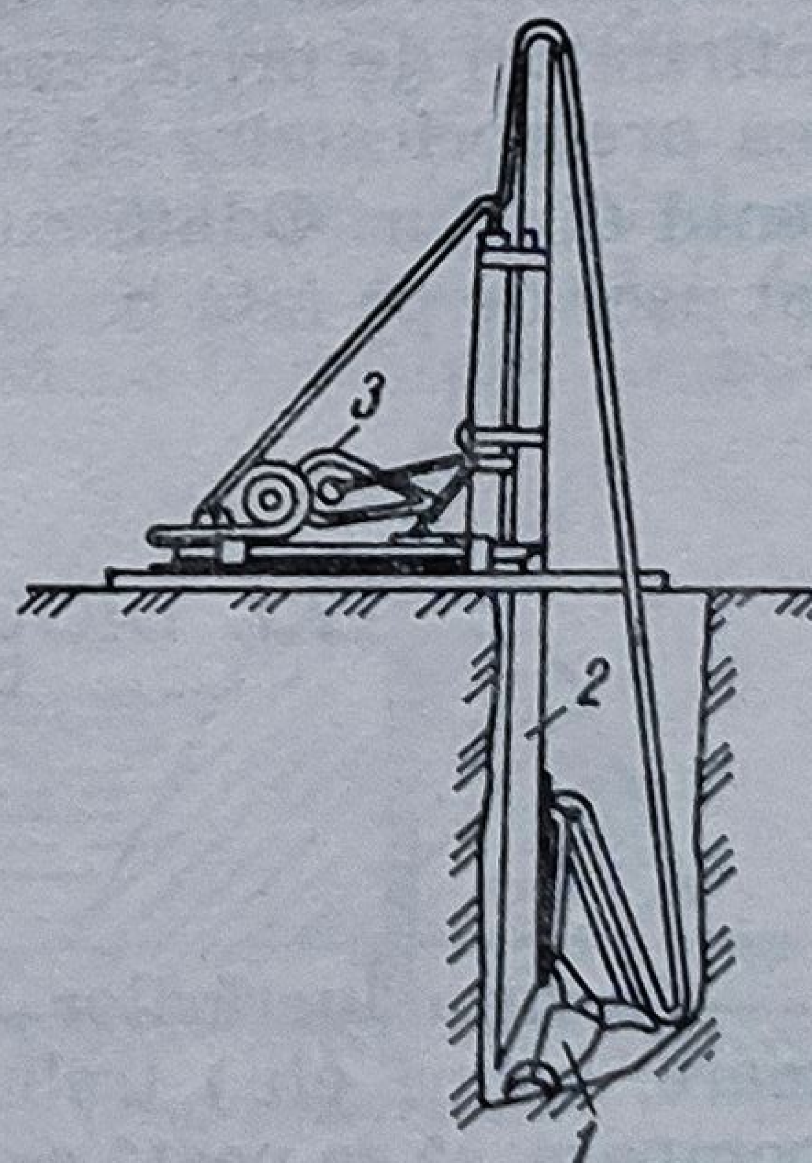


Fig. 17.62. Săparea cu instalaţia Else :
1 — cupă ; *2* — catarg ; *3* — troliu.

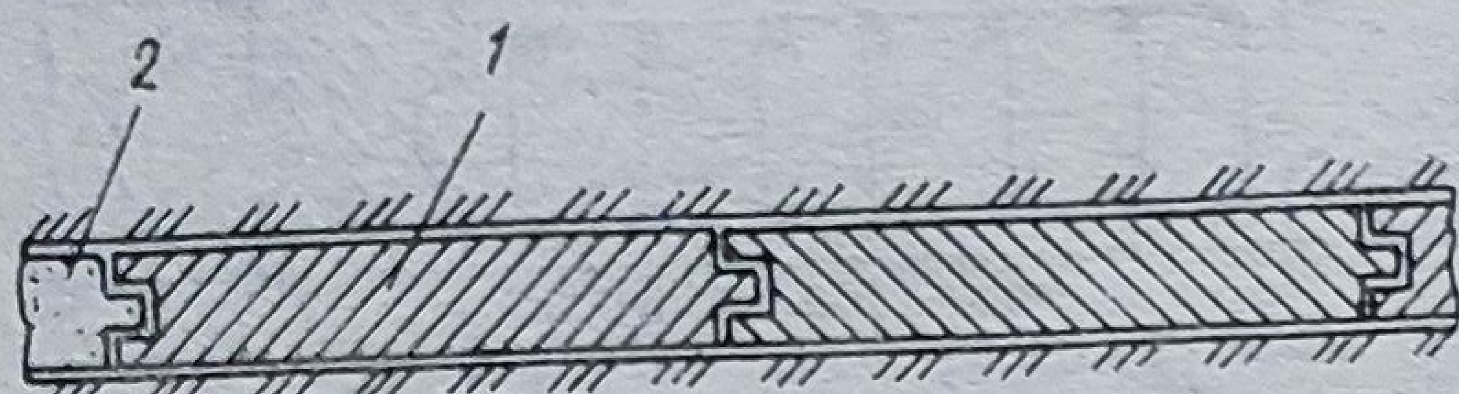


Fig. 17.63. Perete din panouri prefabricate cu lambă și uluc:
1 — panou; 2 — tranșee cu noroi.

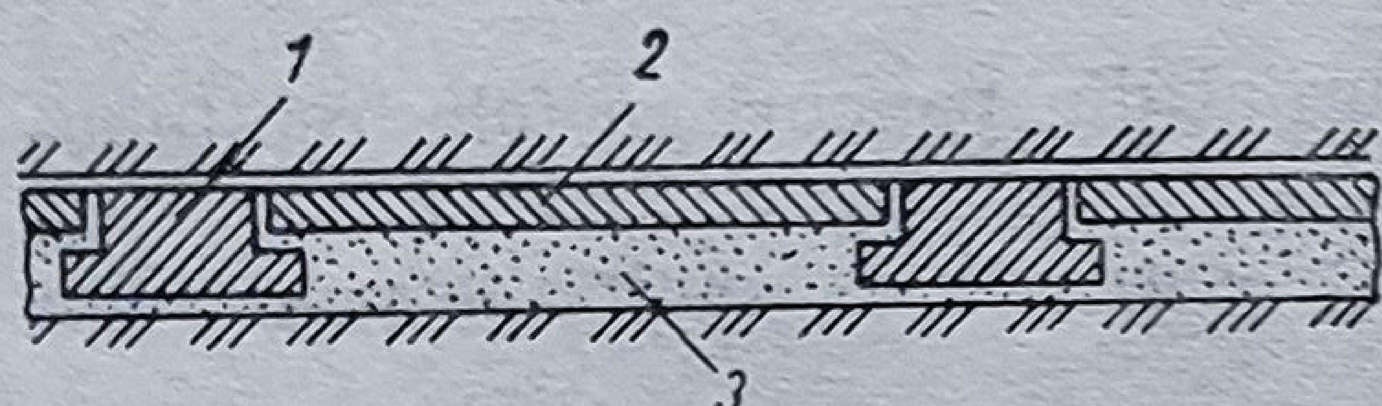


Fig. 17.64. Perete din panouri prefabricate compuse:
1 — panou de rost; 2 — panouri de cîmp; 3 — noroi autoîntărit.

săparea într-o repriză este de maximum 3,80 m. La repriza următoare retragerea instalației se face atît încît să se asigure săparea restului panoului. În mod obișnuit lungimea panoului este de 5—7 m. După excavare (efectuată sub protecția suspensiei de argilă), se lansează carcasa de armătură (dacă este cazul) și se trece la betonare cu metoda Contractor. Săparea și betonarea, se execută concomitent, pentru ca noroiul folosit la săparea unui panou să fie folosit în continuare la excavarea panoului următor. La finisarea excavării fiecărui panou, după 6—12 ore de la betonarea panoului adiacent (timp necesar, în mod normal pentru ca betonul să aibă rezistență suficient de mare pentru a nu se rupe în bucăți) se procedează la o raclare cu dinții cupei, pe 10—15 cm adîncime, a feței betonului. În urmele astfel formate pătrunde ulterior betonul, creîndu-se o îmbinare la rostul dintre cele două panouri.

Cu instalația Else Benna H_{30} și Else Benna F.65 aflate în dotarea unităților din țară se pot executa ecrane cu lățimi de 0,6 ; 0,8 și 1,0 m și cu adîncimi maxime de 30 m.

Cu instalația ELSE s-au executat în țara noastră lucrări de etanșare la diguri, baraje, iazuri (Rovinari, Tîrlung, Ighiș, Tg. Mureș etc.), incinte subterane (Uzina Mecanică Iași), fundații de adîncime (Mangalia Nord) ș.a.

17.6.2.4. **Pereți prefabricați.** Preocuparea pentru creșterea gradului de prefabricare și la acest gen de lucrări a condus în ultimii ani la dezvoltarea pereților îngropați prefabricați (fig. 17.63 și 17.64). La excavare se utilizează un noroi special de foraj, format din bentonită, ciment, apă și întîrzietori de priză, care are proprietatea ca la cîteva zile după introducerea prefabricatelor să se întărească asigurînd legătura dintre perete și terenul din jur. Odată cu deschiderea excavației, acest mortar este îndepărtat ușor de pe fața panourilor.

17.7. DIGURI DIN PĂMÎNT ȘI BATARDOURI

17.7.1. DIGURI DIN PĂMÎNT

Incinta lucrărilor care se execută în ape de suprafață (apă curgătoare, lacuri etc.) trebuie separată cu scopul ca, îndepărtînd apa prin pompare, să se poată executa lucrarea la uscat.

Izolarea incintei poate fi făcută prin diguri din pămînt sau batardouri.

Digurile din pămînt se utilizează în cazul adîncimilor de apă reduse (2 . . . 3) m și al unor viteze ale curentului sub 0,5 m/s. Deoarece au gaba-

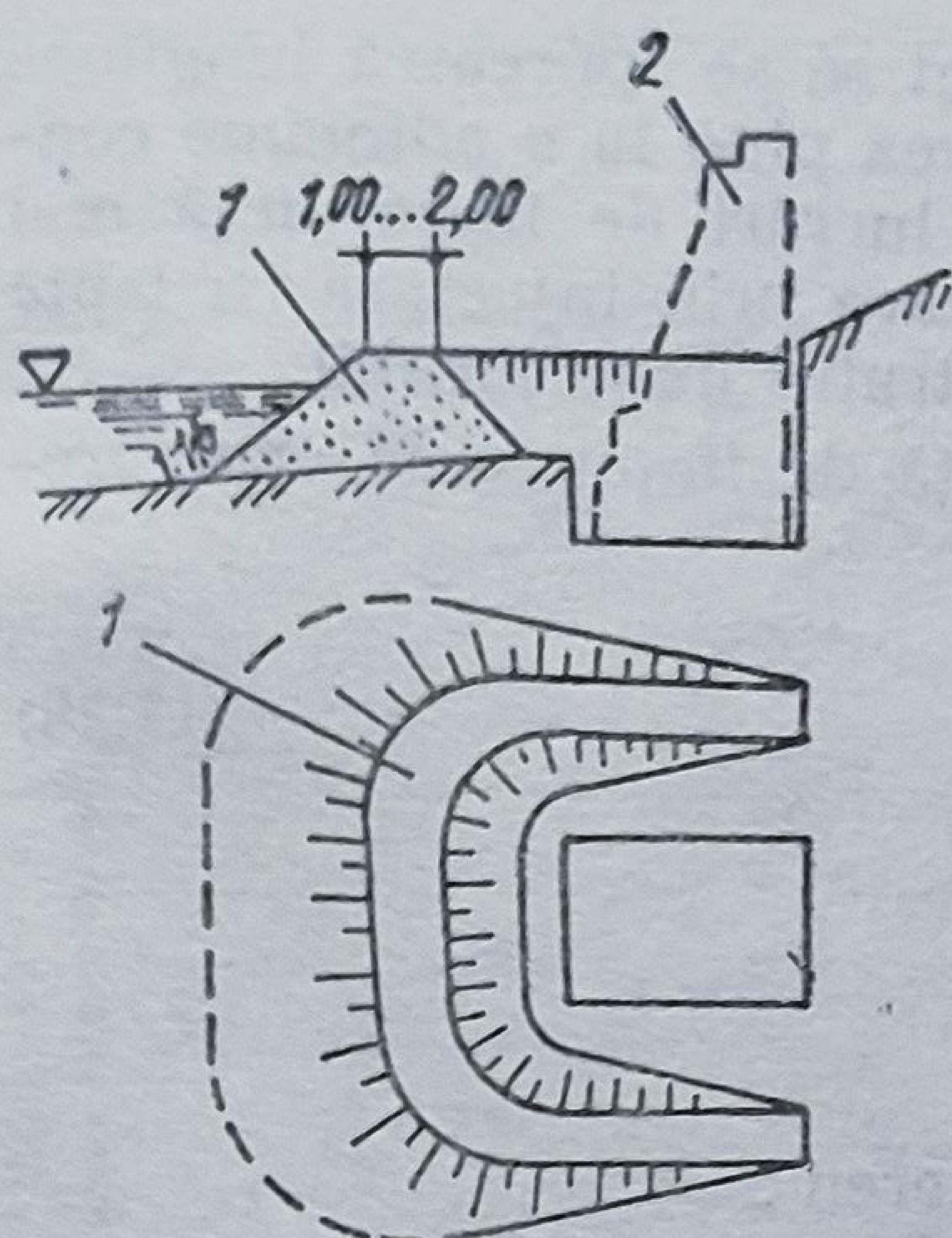
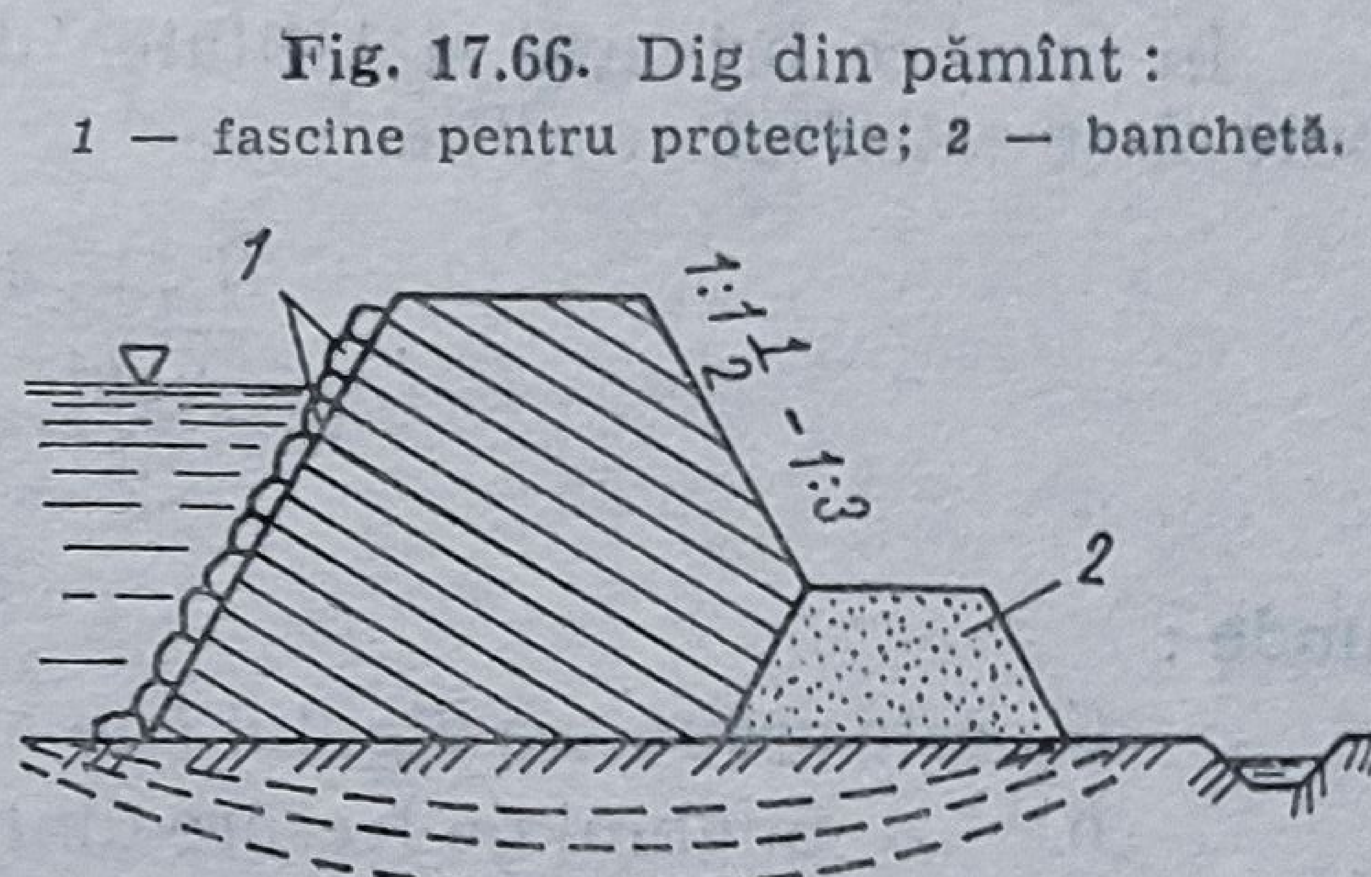


Fig. 17.65. Dig din pămînt pentru executarea culeelor de pod :
1 — dig; 2 — culee.

Fig. 17.66. Dig din pămînt :
1 — fascine pentru protecție; 2 — banchetă.



rit mare, determinat de pantele taluzurilor, digurile din pămînt duc la îngustarea considerabilă a cursului de apă, folosindu-se rareori la pile de poduri, sau la alte lucrări aflate în albia minoră. Se pot folosi însă la culei, unde incinta se creează prin racordarea digului cu malul, îngustarea albiei fiind mai redusă (fig. 17.65). De asemenea, se utilizează în albiile majore ale rîurilor pentru protejarea amplasamentelor de eventuale inundații.

Digurile din pămînt se execută din argilă nisipoasă. Experiența a dovedit că se pot executa în mod optim din pămînturi cu un conținut de 60—75% nisip fin, plus 40—25% argilă, amestec ce poate fi bine compactat și este suficient de impermeabil. Lățimea coronamentului se ia de 1,0 . . . 2,0 m, iar taluzurilor li se dă o înclinare de 1 : 1,5 . . . 1 : 3. Taluzul dinspre apă al digului se protejează de preferință cu fascine de nuiele care, mai ales în apele curgătoare, apără în bune condiții taluzurile față de curenții de apă. Se poate spori stabilitatea digului prin construirea unei banchete din pămînt permeabil, pe partea opusă a apei (fig. 17.66).

Dacă pămîntul din care s-a construit digul nu este suficient de impermeabil, se asigură impermeabilitatea printr-un sîmbure de argilă, zid din beton sau perete din palplanșe așezat în corpul digului (fig. 17.67).

Construcțiile de impermeabilizare se introduc, pe cît posibil, pînă la stratul impermeabil de sub dig. Dacă stratul impermeabil s-ar găsi la adîncime mai mare, pînă la care nu ar fi rentabil să se încastreze sîmbu-

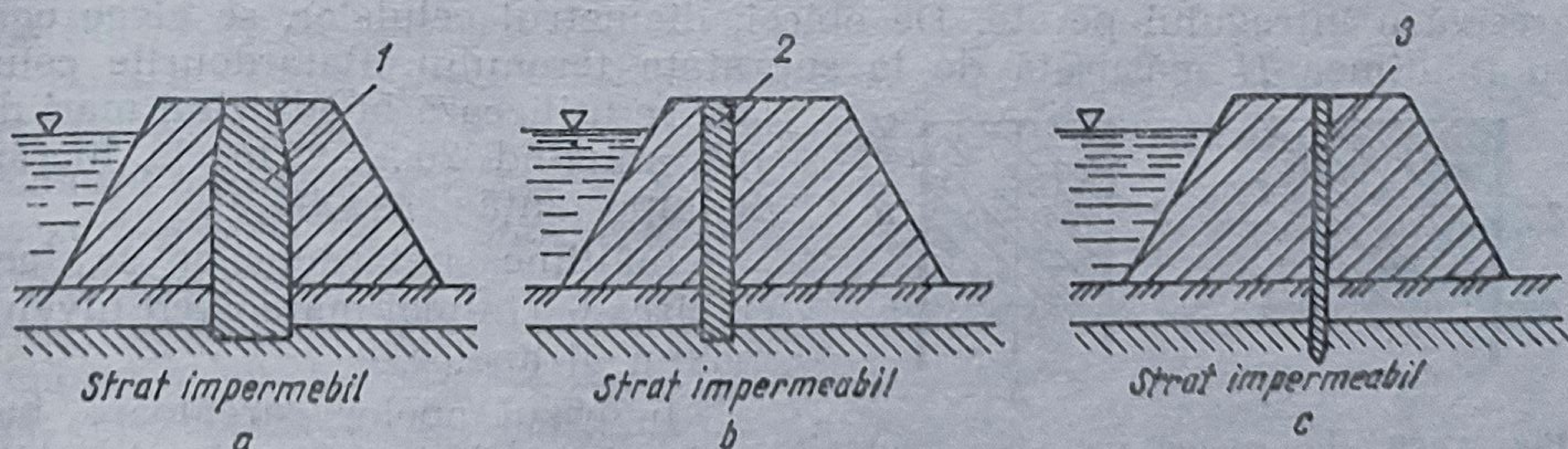


Fig. 17.67. Diguri din pămînt cu sisteme de impermeabilizare :
a — cu sîmbure din argilă; b — cu sîmbure din beton; c — cu perete de palplanșe.

rele impermeabil sau palplanșele, este suficient să se sporească lungimea de parcurs a curenților de apă prin introducerea pînă la o adîncime convenabilă a pereților de impermeabilizare. La lucrări de importanță mai mare se poate face o perdea de impermeabilizare prin injectare cu lapte de ciment, sticlă solubilă, bitum etc., pînă la stratul impermeabil.

În ceea ce privește stabilitatea digului față de împingerea apei, trebuie să se satisfacă condiția

$$\frac{G_{sa} \operatorname{tg} \delta}{\frac{\gamma_w h^2}{2}} \geq 1{,}5, \tag{17.28}$$

unde :

G_{sa} este greutatea digului sub apă ;
δ — unghiul de frecare dintre dig și teren ;
h — înălțimea apei ;
γ_w — greutatea specifică a apei.

Secțiunea cea mai periculoasă este suprafața de contact dintre teren și dig. Pentru a asigura pe această suprafață o mai bună legătură între dig și teren, se îndepărtează pămîntul roditor cu toată vegetația și numai după aceea se începe construirea umpluturii digului, care se compactează cu mijloace mecanice.

17.7.2. BATARDOURI

Cînd nu se găsește la dispoziție pămîntul necesar pentru executarea digurilor sau condițiile locale nu permit construirea lor, cum ar fi de exemplu cazul cînd profilul de scurgere al apelor nu permite reducerea lui într-o măsură prea mare, se utilizează batardourile. Batardourile sînt construcții formate din pereți de palplanșe și umplutură din pămînt sau beton. Pereții pot fi simpli sau dubli, uneori se așază chiar mai multe rînduri de pereți de palplanșe (fig. 17.68).

Un tip special îl constituie batardourile celulare la care palplanșele metalice sînt dispuse după trasee curbe închise de diferite configurații (fig. 17.69). Tiranții sînt eliminați, eforturile de întindere produse de împingerea umpluturii din interior fiind preluate de îmbinările dintre palplanșe. Un avantaj al batardourilor celulare constă în faptul că eventuala pierdere a stabilității uneia din celule nu antrenează cedarea progresivă a întregului perete. De obicei, diametrul celulelor, se alege egal cu înălțimea H măsurată de la suprafața terenului. Batardourile celulare se utilizează la adîncimi mari de apă, atingînd 20 . . . 25 m, la lucrări de importanță deosebită.

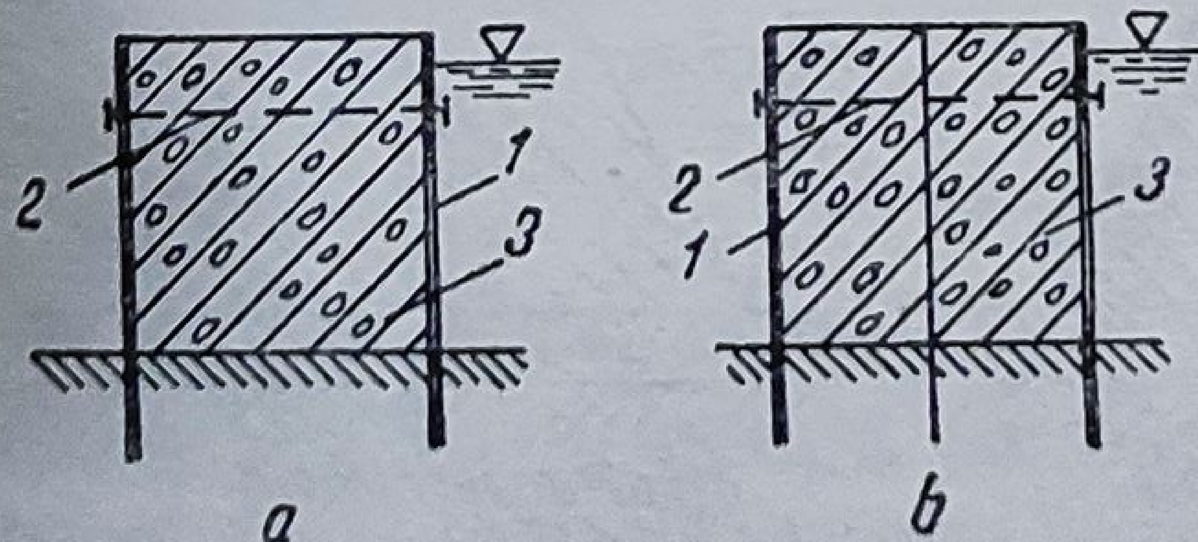


Fig. 17.68. Batardouri pe pereți dubli de palplanșe :
1 — palplanșe metalice; 2 — tiranți; 3 — umplutură din pămînt.

Înălțimea batardourilor se face cu circa 0,5 m mai mare decît nivelul maxim al apelor.

În cazul apelor curgătoare, batardourile trebuie ferite de ghețurile plutitoare prin construirea în amonte a unor spărgătoare de ghețuri. De

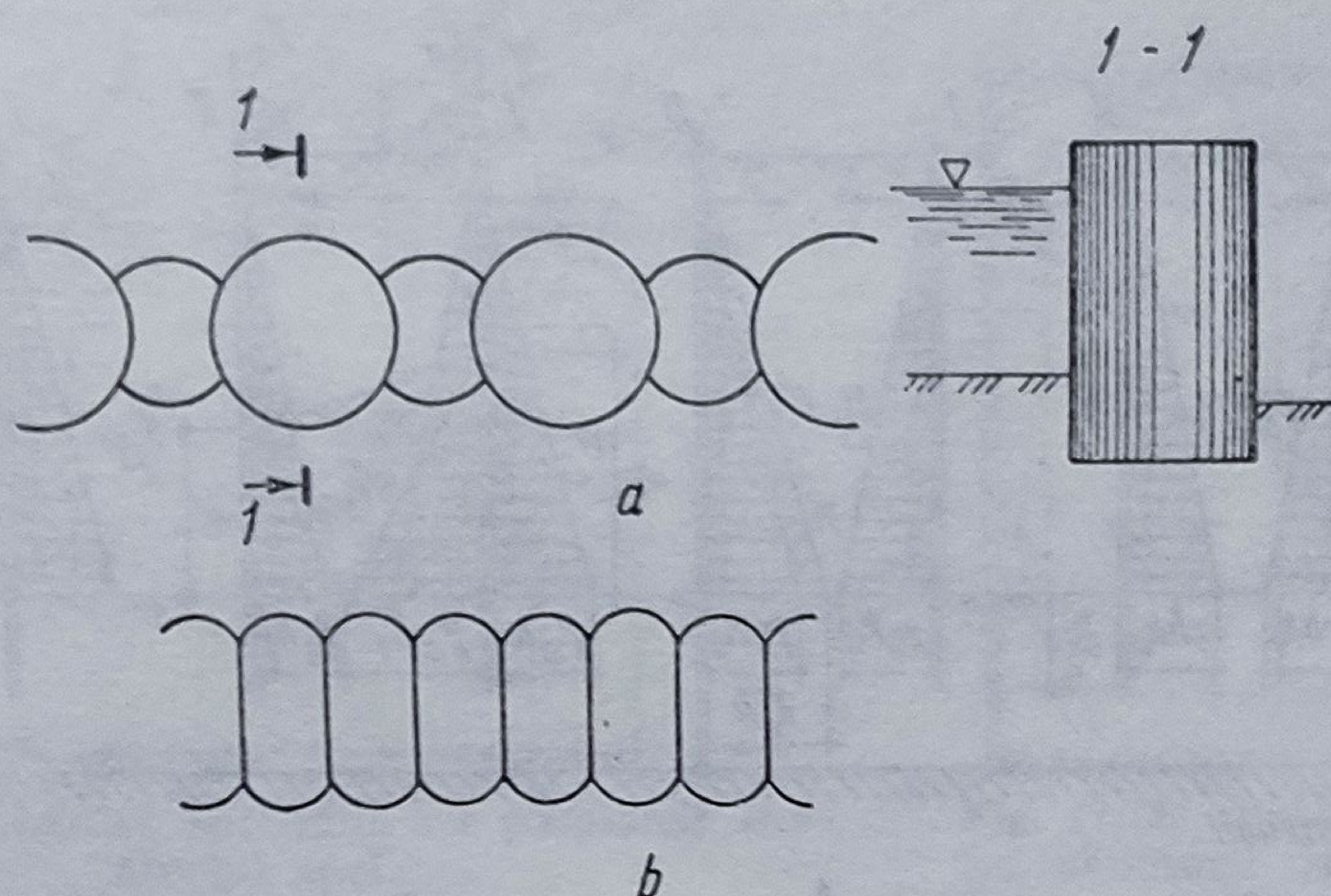


Fig. 17.69. Batardouri celulare:
a — din elemente circulare; *b* — din elemente aplatizate.

asemenea, trebuie ferite și de loviturile plutelor sau ale buștenilor plutitori prin ghidaje făcute în fața lor.

Lățimea batardourilor pentru înălțimi mici, pînă la 2,5 m se ia de obicei egală cu înălțimea coloanei de apă. Pentru înălțimi mai mari lățimea poate fi redusă pînă la circa 0,85 h, unde h este înălțimea coloanei de apă care acționează asupra batardoului. Aceste date sînt numai informative, dimensiunile batardourilor trebuind verificate prin calcule în funcție de condițiile locale.

La dimensionarea batardourilor, scopul final este de a determina momentul încovoietor ce acționează asupra pereților de palplanșe, pentru a putea verifica secțiunea lor.

Din punct de vedere static, scheletul batardoului este un cadru compus din doi stîlpi încastrați în teren, la partea superioară uniți printr-o riglă articulată la ambele capete.

Pentru calcul se pot face următoarele ipoteze:

a) Peretele de palplanșe dinspre apă (I) (fig. 17.70, *a*) este înfipt în teren pînă la un strat impermeabil. În cazul acesta, asupra peretelui *I* acționează presiunea apei din care se scade presiunea rezultată din împingerea activă a pămîntului din batardou. Peretele *II* va fi solicitat numai de împingerea activă a pămîntului de umplutură.

b) Peretele *I* este înfipt într-un pămînt permeabil, fiind posibilă inundarea pămîntului din umplutură. Peretele *II* este introdus pînă la un strat din pămînt impermeabil.

Peretele *I* este solicitat numai de împingerea pămîntului din umplutură, iar peretele *II* de presiunea din cauza împingerii pămîntului la care se adaugă presiunea apei (fig. 17.70, *b*).

c) Ambii pereți de palplanșe sînt introduși într-un pămînt permeabil sub batardou, putîndu-se forma un curent de apă din cauza diferenței de nivel hidrostatic pe cele două fețe ale batardourilor. În interiorul pămîntului din batardou, în cazul acesta, se va forma un nivel variabil al apei, mai ridicat lîngă peretele *I* și mai scăzut lîngă peretele *II* (fig. 17.70, *c*). Peretele de palplanșe *I* va fi solicitat de presiunea apei din exterior, din care scade presiunea apei pe înălțimea h_1 din interior și presiunea pămîntului de umplutură. Asupra peretelui *II* acționează presiunea

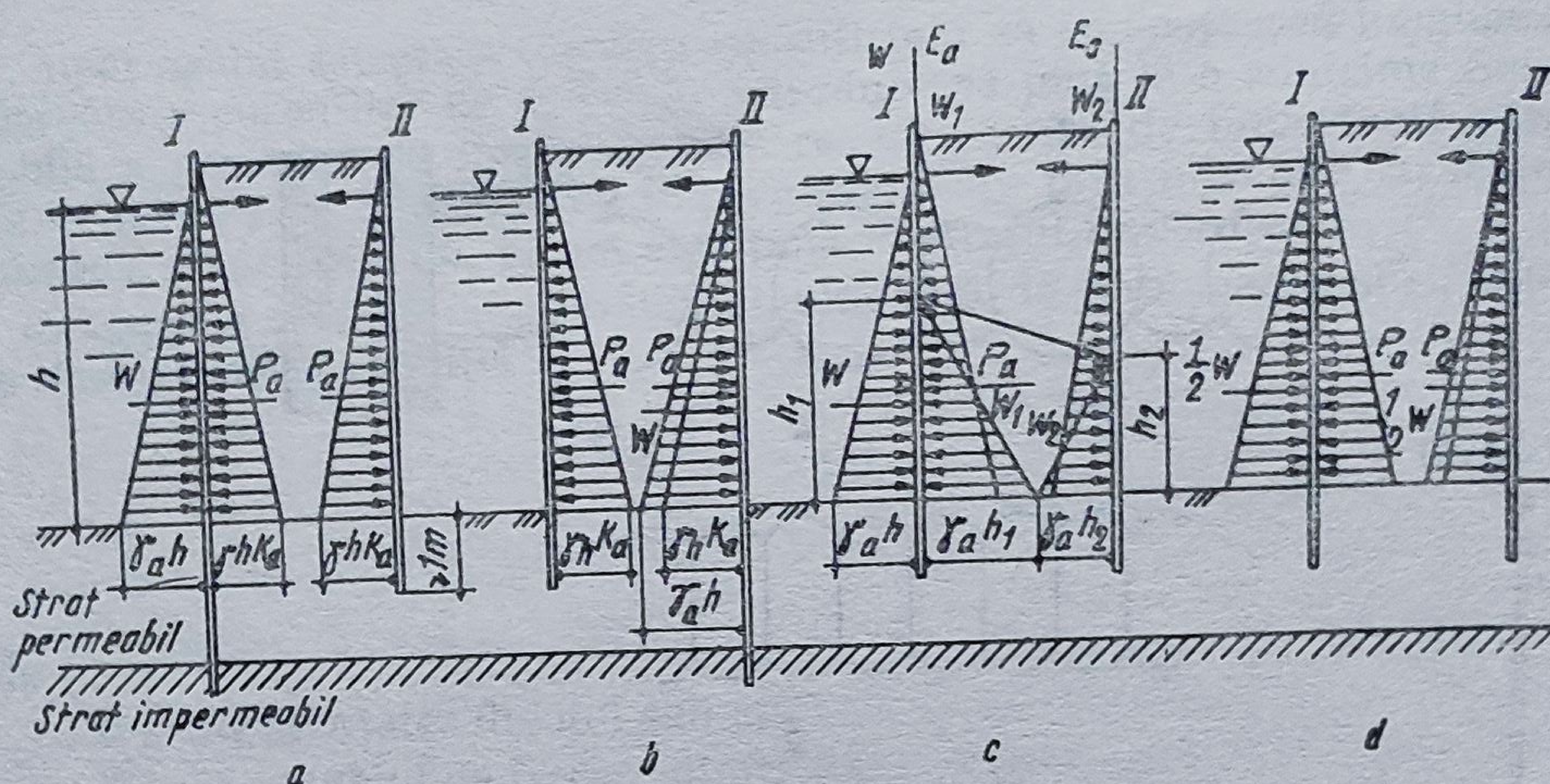


Fig. 17.70. Scheme de calcul pentru batardouri :
a — palplanşa din faţă introdusă în stratul impermeabil ; *b* — palplanşa din spate introdusă în stratul impermeabil ; *c* — ambele palplanşe oprite în stratul permeabil ; *d* — cazul *c* simplificat.

apei din interior pe înălţimea h_2, plus presiunea din cauza împingerii pămîntului.

d) În figura 17.70, *d*, se dă o metodă simplificată a cazului din figura 17.70, c. Presiunea apei se repartizează în mod egal pe cei doi pereţi de palplanşe. Pe peretele *I*, din împingerea apei 1/2 *W* se scade împingerea pămîntului de umplutură, iar la peretele *II* cele două împingeri se adună.

În toate cazurile tratate s-a presupus că planul de lunecare intersectează suprafaţa umpluturii de pămînt din batardou ; în caz contrar, trebuie să se stabilească împingerea ţinînd seama de efectul de siloz.

17.8. EPUISMENTE

Prin epuismente se asigură posibilitatea executării în uscat a săpăturilor sub nivelul apei subterane.

După modul în care se face îndepărtarea apei de pe amplasamente, epuismentul poate fi direct sau indirect. Epuismentul indirect este denumit şi coborîre generală a nivelului apei subterane.

17.8.1. EPUISMENTE DIRECTE

Epuismentul direct constă în evacuarea apei care se acumulează pe fundul gropii de fundaţie. Accesul apei poate avea loc atît prin pereţi cît şi prin suprafaţa fundului săpăturii nesprijinite (fig. 17.71) sau la săpături

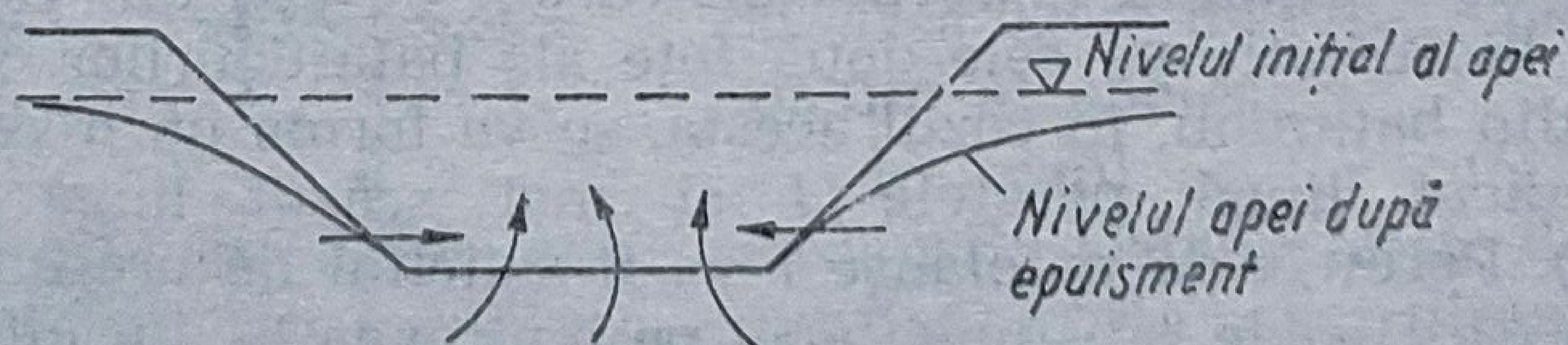


Fig. 17.71. Săpătură deschisă taluzată sub nivelul apei.

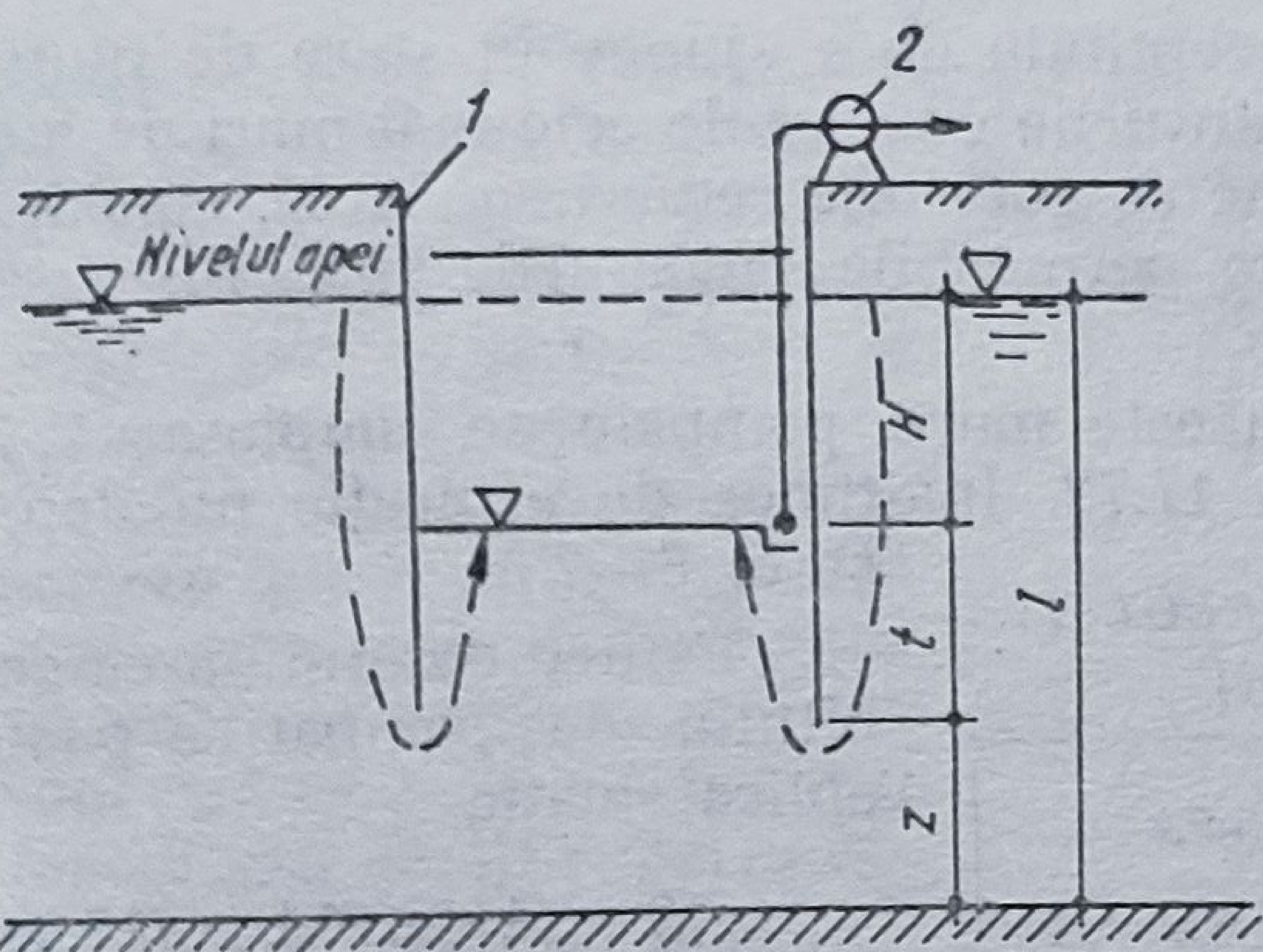


Fig. 17.72. Săpătură sprijinită cu palplanșe sub nivelul apei.
1 — palplanșă ; 2 — pompă.

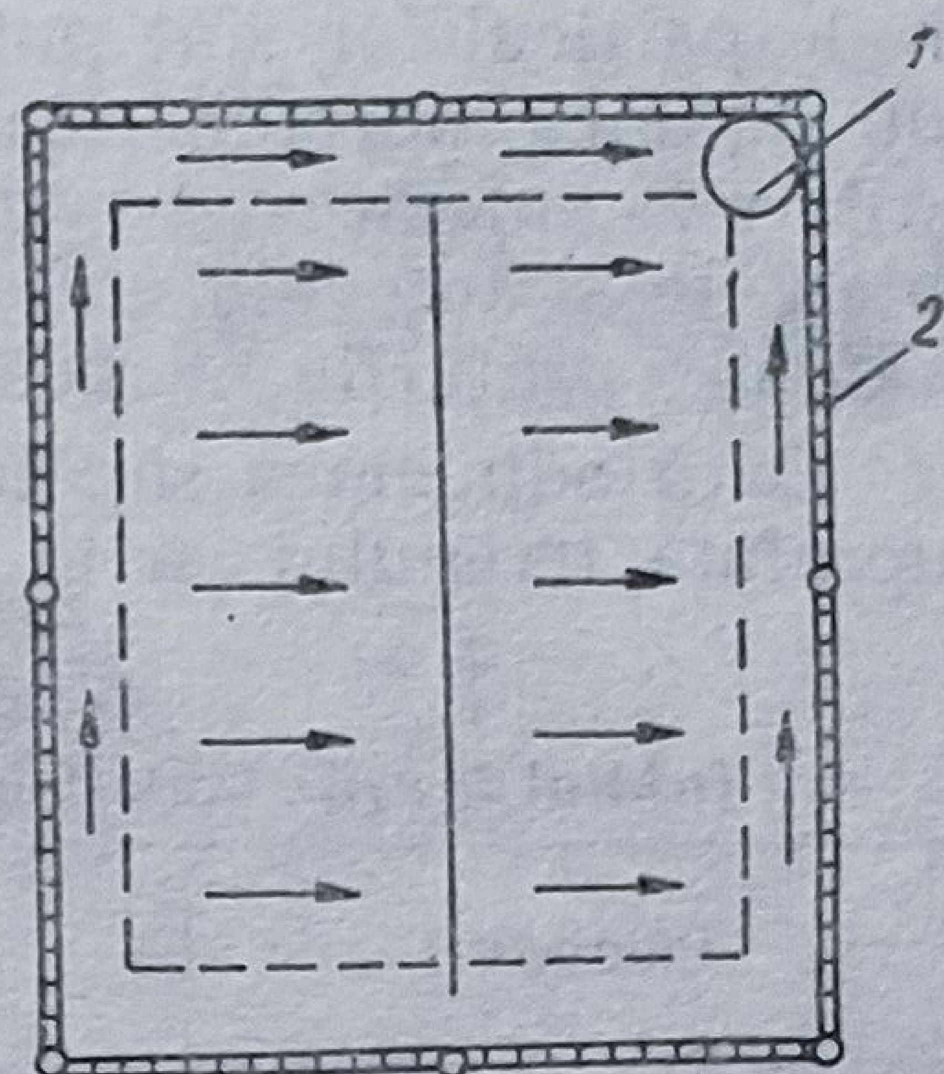


Fig. 17.73. Amenajarea fundului săpăturii la epuismentul direct :
1 — punct de colectare; 2 — perete de palplanșe.

cu sprijiniri simple, neetanșe. În cazul sprijinirilor etanșe cu palplanșe (fig. 17.72) apa pătrunde prin fundul gropii.

Fundul săpăturii se amenajează cu pante și șanțuri care să conducă apa spre unul sau mai multe puncte de colectare (fig. 17.73). În cazul unui flux de apă abia perceptibil, este suficientă evacuarea periodică a apei acumulate cu gălețile. La debite mai mari, devin necesare pompele. În cazul unor debite foarte mari, sînt indicate sprijinirile cu palplanșe. Punctele de coborîre pot fi amenajate sub forma unor puțuri pe fundul cărora se execută un filtru invers (fig. 17.74).

Pericolul cel mai mare legat de epuismentul direct îl constituie antrenarea hidrodinamică sau sufozia. Acest fenomen se produce cînd forța curentului devine egală și de semn contrar cu greutatea pămîntului.

În cazul săpăturii cu palplanșe din figura 17.75 sufozia se manifestă prin ridicarea fundului săpăturii, puternica afînare a pămîntului și aducerea acestuia în stare de plutire. Continuarea pompării apei nu mai are sens în aceste condiții. Pentru a putea ajunge la cota prescrisă și a se executa fundația se poate adopta una din următoarele soluții :

— încetarea pompării pînă la umplerea gropii cu apă și apoi săparea pămîntului și betonarea sub apă ;

— sporirea fișei palplanșei pentru asigurarea unui coeficient de siguranță față de sufozie ;

— trecerea la epuisment indirect.

Atît argilele, datorită coeziunii ridicate și permeabilității foarte reduse, cît și nisipurile mari sau pietrișurile, datorită dimensiunilor mari ale golurilor

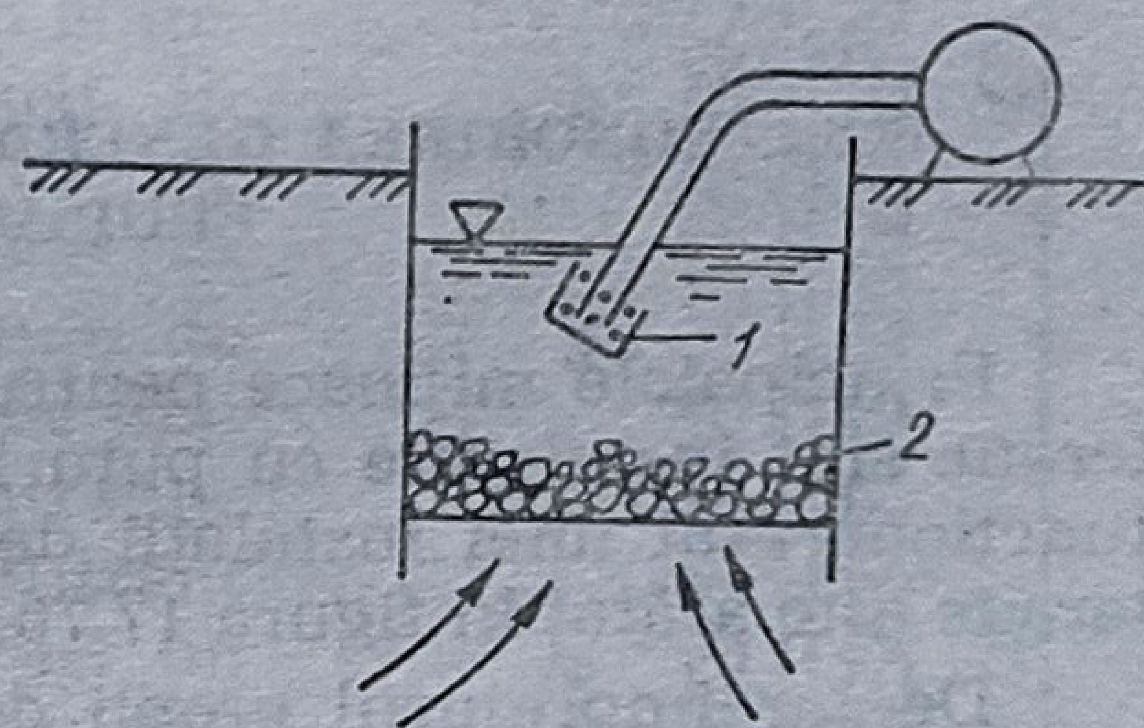


Fig. 17.74. Puț de colectare a apei :
1 — sorbul pompei; 2 — filtru invers.

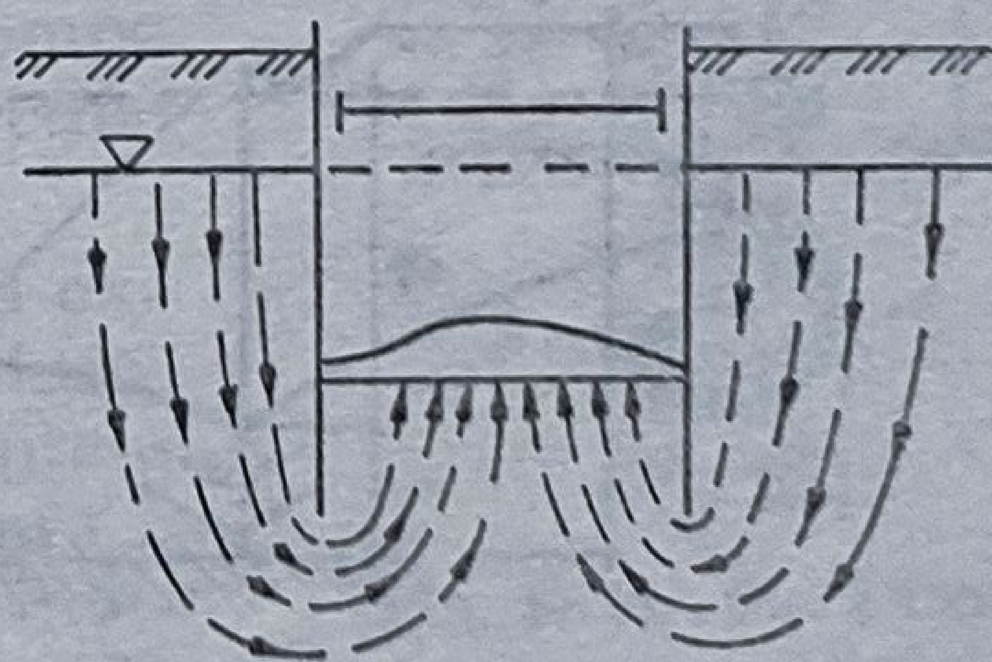


Fig. 17.75. Ridicarea fundului săpăturii prin antrenare hidrodinamică.

și ale particulelor sînt puțin susceptibile de a ajunge în stare de plutire sub acțiunea hidrodinamică. Pămînturile cu șansele cele mai mari de a da naștere la sufozie sînt pămînturile cu coeziune redusă sau nulă, cu particule fine și totodată suficient de permeabile ; nisipurile fine, nisipurile prăfoase, prafurile nisipoase.

Dacă adîncimea săpăturii nu este mare, pompele se amplasează la suprafața terenului ca în figura 17.72. Înălțimea de aspirație nu depășește 6—7 m.

TABELUL 17.3

Debitul de apă q (valori orientative)

Pămînturi	q în $m^3/m^2.h$
Nisipuri fine	0,16
Nisipuri mijlocii	0,24
Nisipuri mari	2,00
Stîncă fisurată	0,20

Pentru determinarea debitului de pompat se poate aplica relația

$$Q=qA \ [m^3/h], \quad (17.29)$$

unde A este suprafața săpăturii iar q un debit specific pentru care se recomandă valorile din tabelul 17.3.

La epuismentul direct dintr-o săpătură cu pereții de palplanșe se poate aplica relația

$$Q=qHkU \quad [m^3/h], \quad (17.30)$$

unde :

H este înălțimea de presiune, în m ;
k — coeficient de permeabilitate, în m/h ;
U — perimetrul peretelui ;
q — un debit specific, determinat prin calcule de hidraulică subterană în funcție de rapoartele $(H+t)/l$ și $H/(H+t)$ unde H este înălțimea stratului de apă, iar t fișa palplanșei.

17.8.2. COBORÎREA GENERALĂ A NIVELULUI APEI SUBTERANE. EPUISMENTE INDIRECTE

Principalele mijloace pentru coborîrea generală a nivelului apei subterane sînt instalațiile cu puțuri filtrante și filtre aciculare. Principiul de funcționare al unei instalații de coborîre artificială a nivelului apei subterane este arătat în figura 17.76.

De jur împrejurul gropii de fundație se execută prin forare puțuri-filtre sau se înfig filtre aciculare, către care se drenează apa, evacuată prin

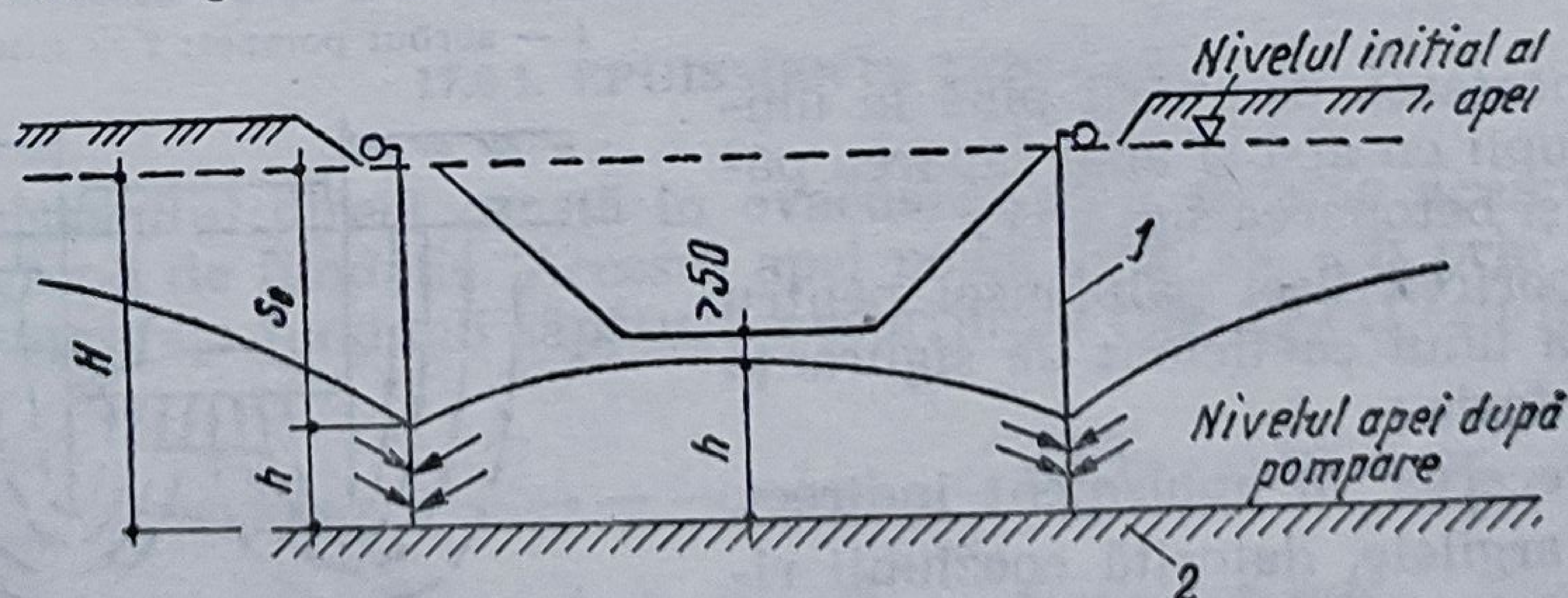


Fig. 17.76. Schema instalației pentru coborîrea generală a nivelului apei subterane :
1 — puț filtru sau filtru acicular; 2 — strat impermeabil.

pompare. Prin coborîrea generală a nivelului apei, subterane, cu circa 0,50 m sub cota săpăturii atît excavația cît și lucrările de fundații se pot executa în uscat.

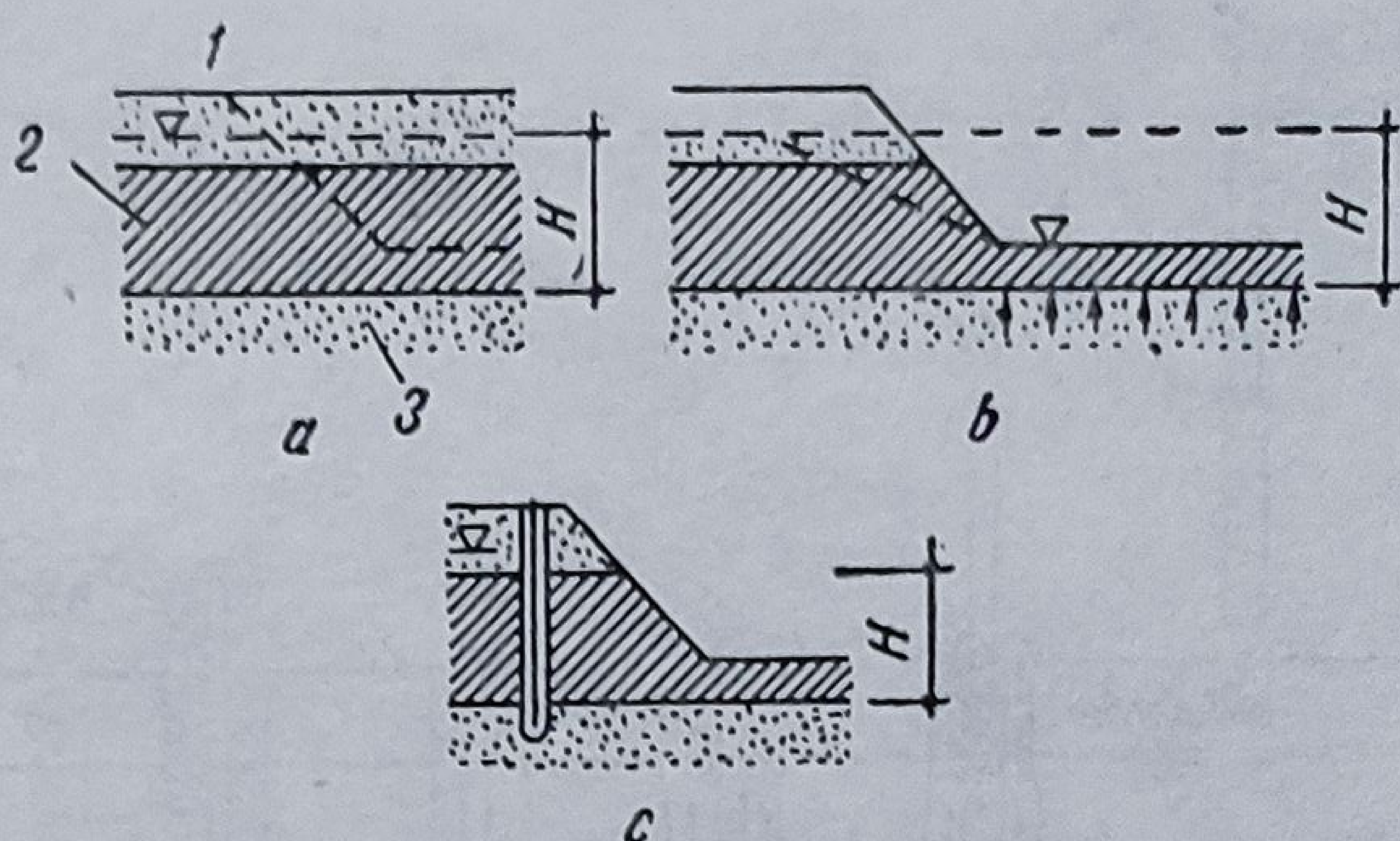


Fig. 17.77. Coborîrea generală a **nivelului apei** subterane pentru a preveni ruperea hidraulică a fundului săpăturii :

1 — excavație; *2* — strat impermeabil; *3* — strat permeabil.

Sînt situații în care coborîrea generală a nivelului apei subterane se utilizează nu pentru evacuarea apei din săpătură ci pentru a preveni fenomenul numit ruperea hidraulică a fundului săpăturii (fig. 17.77).

Stratificația se caracterizează prin prezența a două pînze de apă subterană, dintre care prima cu nivel liber, iar cea de-a doua sub presiune, separate printr-un strat argilos practic impermeabil. Prin deschiderea excavației, stratul din argilă este supus presiunii $\gamma_w H$ corespunzător diferenței de nivel dintre cele două pînze de apă (fig. 17.77, *a*). Grosimea *h*, a stratului de argilă la baza excavației poate fi insuficientă astfel încît se va produce ridicarea (cedarea) fundului sub acțiunea $p_w = \gamma_w H$ (fig. 17.77, *b*). Pentru prevenirea acestui fenomen, se recurge la coborîrea generală a nivelului apei subterane (fig. 17.77, c).

Puțurile filtre se execută în felul următor (fig. 17.78) : se forează o gaură cu diametrul de 40 . . . 60 cm, pînă la stratul impermeabil sau, dacă acest lucru nu este posibil, pînă la o adîncime suficient de mare sub cota săpăturii. În interiorul găurii forate se introduce un tub de 15 . . . 30 cm diametru, perforat, în care este coborîtă conducta de aspirație a apei. Înainte de extragerea coloanei de foraj din pămînt, în spațiul dintre coloană și tubul perforat se introduc unul sau mai multe straturi de material filtrant (pietriș, nisip mare) care funcționează ca un filtru invers între pămîntul natural și tubul-filtru. Pe măsura realizării filtrului invers coloana de foraj este ridicată. În tubul filtru în care se acumulează apa se introduce sorbul unei pompe aflate la suprafața terenului sau se introduc una sau două pompe submersibile.

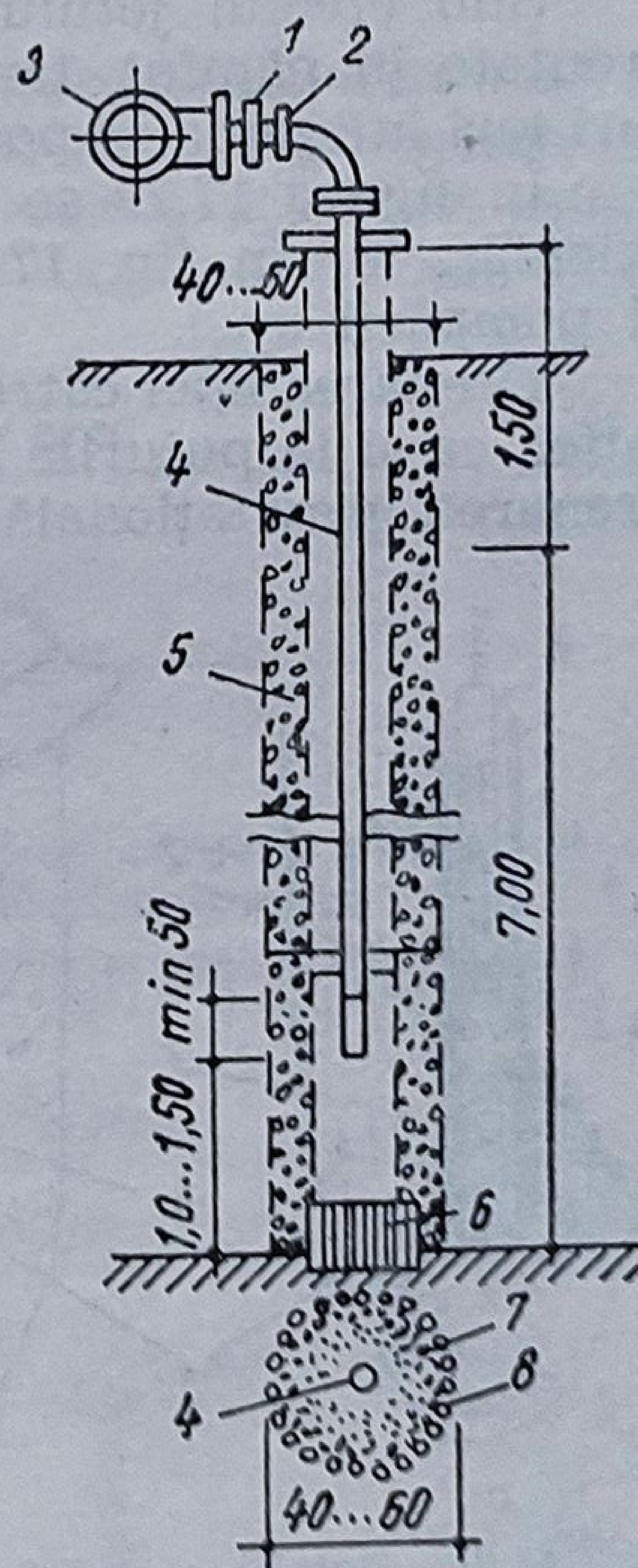


Fig. 17.78. Puț filtru :

1 — vană; *2* — mufă; *3* — conductă de colectare; *4* — conductă de aspirație; *5* — tub-filtru; *6* — dop de lemn; *7* și *8* — straturi filtrante.

Filtrele aciculare sînt țevi cu diametrul exterior de 2 . . . 3″ (5 . . . 7,5 cm) cu partea inferioară perforată pe 1 . . . 2 m și înfășurată într-o pînză de sîrmă din cupru. Vîrful filtrului are o alcătuire caracteristică, fiind prevăzut la interior cu un ventil sferic. Înfigerea filtrelor în pămînt se face cu ajutorul unui jet de apă sub presiune de 5 . . . 6 bar, care desface pămîntul

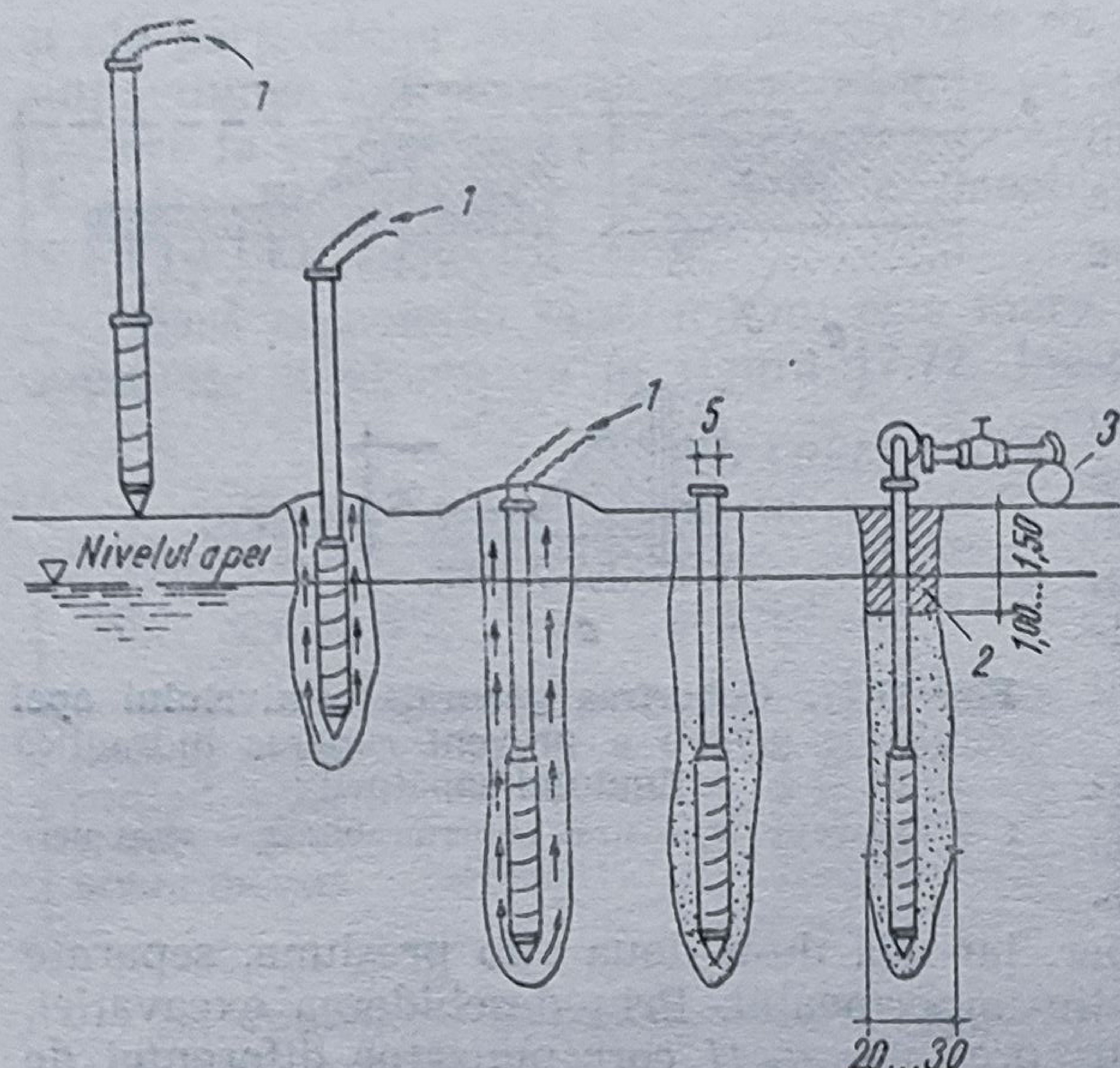


Fig. 17.79. Fazele înfigerii în pămînt a unui filtru acicular :

1 — jet de apă; 2 — dop din argilă; 3 — conductă de colectare.

de sub vîrf și ridicîndu-se de-a lungul țevii, antrenează părțile fine din pămînt creînd astfel un filtru natural pe o distanță de 15 . . . 25 cm de jur împrejur.

Sub efectul jetului de apă, filtrele aciculare pătrund prin propria greutate în pămînt, trebuind doar să fie ghidate de muncitor. În pămînturi tari înfigerea se poate face prin batere sau vibrare.

În figura 17.79 se arată principalele faze ale introducerii unui filtru acicular, iar în fig. 17.80 detaliul vîrfului filtrului în cursul înfigerii și al pompării apei.

Drenarea apei către filtrele aciculare se poate face sub acțiunea gravitației, ca și la puțurile filtru. La nisipurile fine și la pămînturile prăfoase, drenarea gravitațională se poate dovedi ineficace, datorită permeabilității

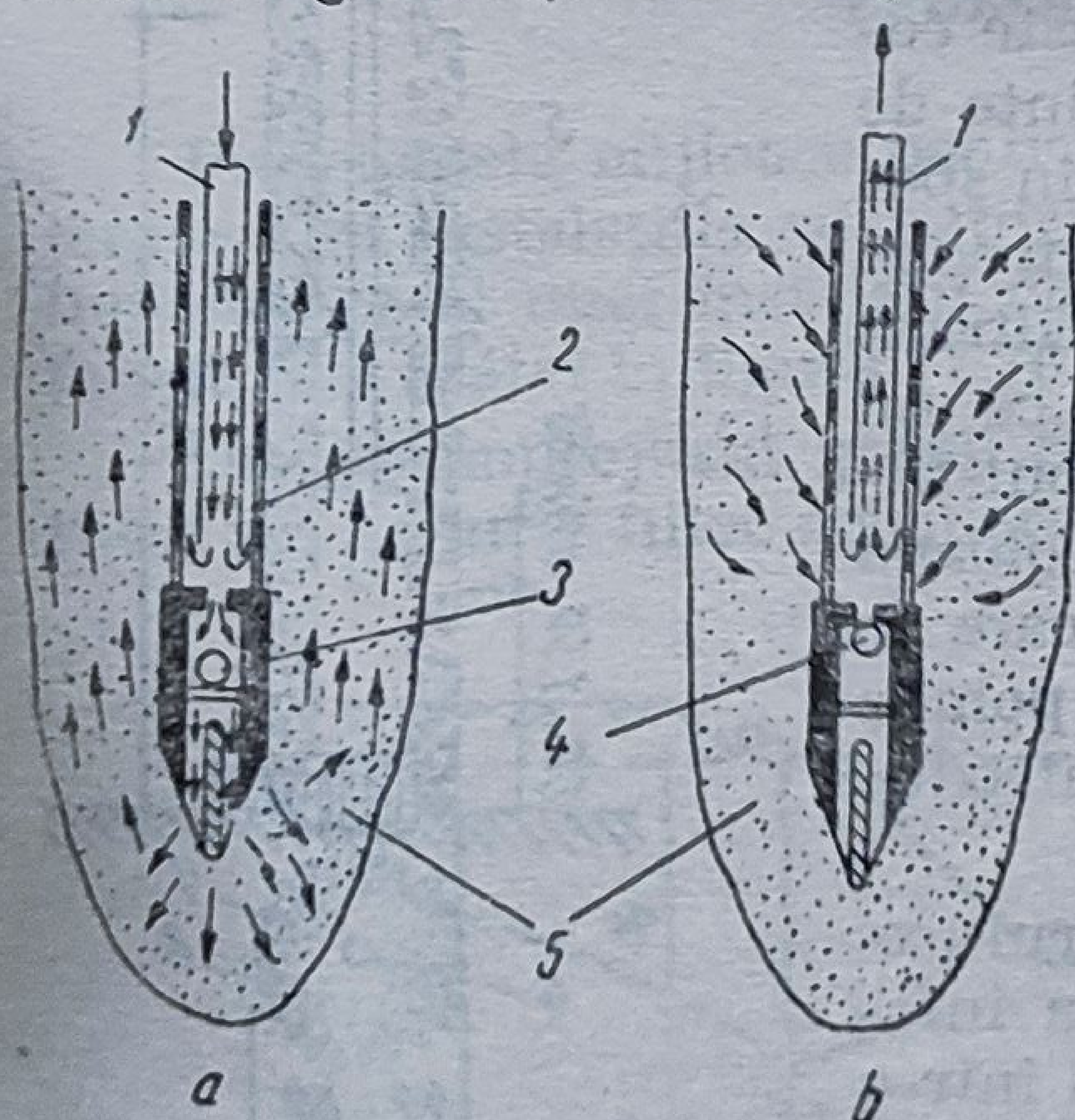


Fig. 17.80. Detalii ale vîrfului unui filtru acicular :

a — în cursul înfigerii; b — în cursul pompării; 1 — țeavă de injecție a apei sub presiune sau de absorbție; 2 — filtru; 3 — ventil sferic deschis; 4 — ventil sferic închis; 5 — filtru natural.

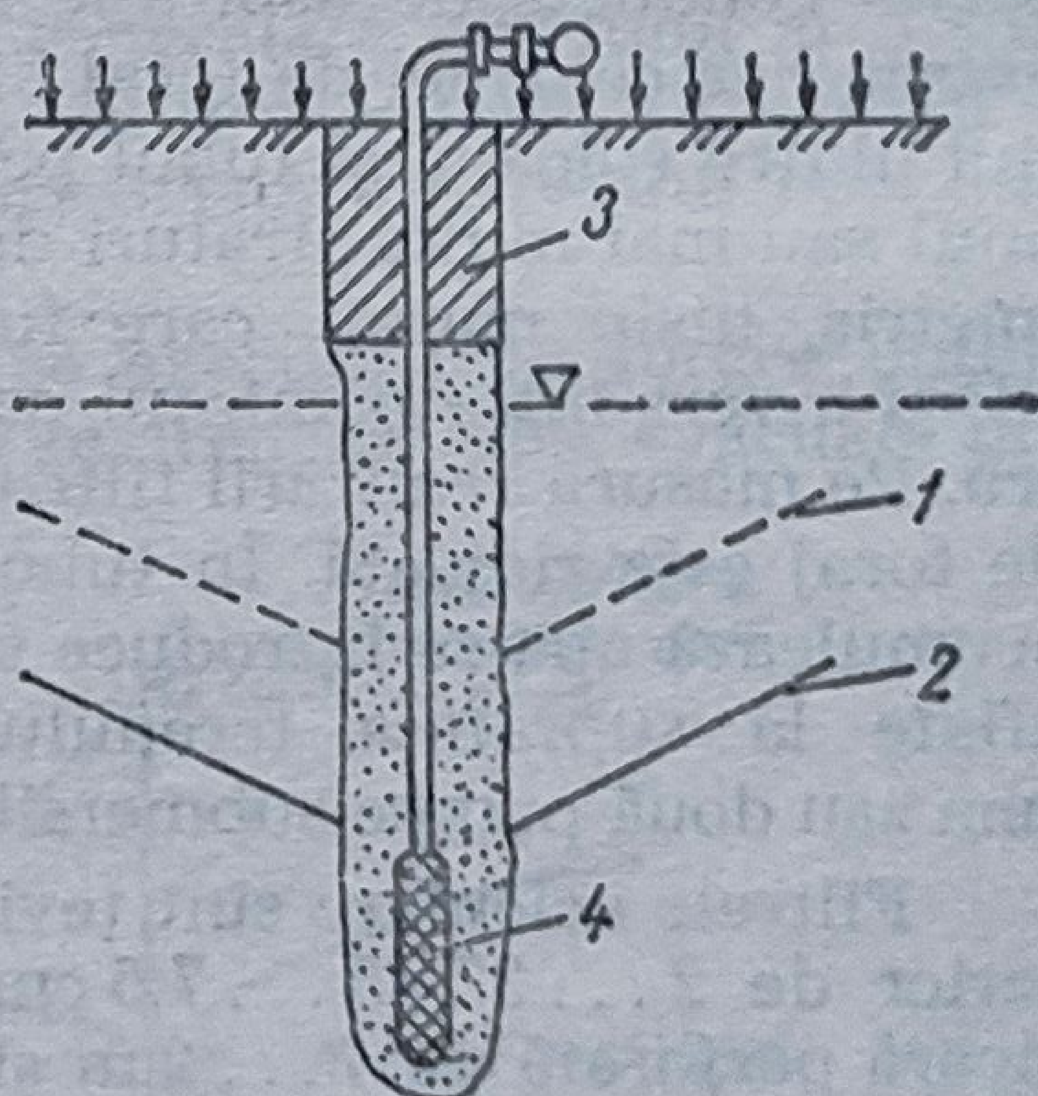


Fig. 17.81. Filtru acicular vacuumat :

1 — coborîrea nivelului apei în urma drenării gravitaționale; 2 — coborîrea nivelului apei în urma drenării cu vacuum; 3 — dop din argilă; 4 — filtru acicular.

mai scăzute, a acestor pămînturi care cedează mai greu apa. În aceste condiții în instalația de filtre aciculare se introduce și o pompă de vacuum, care creează în filtre o presiune negativă de 0,7 . . . 0,8 bar. Apa subterană aflată la presiunea atmosferică este drenată forțat spre filtrele aciculare unde presiunea este mai scăzută. În cazul utilizării vacuumului, filtrele se protejează la suprafață cu un dop etanș de argilă. În figura 17.81 este reprezentată suprafața denivelată a apei în jurul filtrului, corespunzătoare drenării gravitaționale și drenării forțate cu vacuum.

Eficacitatea instalației în pămînturile prăfoase și argiloase poate fi mărită dacă pe lîngă filtrele aciculare vacuumate se utilizează și drenarea electroosmotică.

Dacă într-un pămînt saturat se creează un potențial electric, de exemplu prin introducerea a doi electrozi la o anumită distanță unul de celălalt, cationii aflați în apa din pori și apa însăși se vor deplasa spre electrodul negativ (catod). Dacă alternativ cu filtrele aciculare, se introduc țevi metalice care se leagă la polul pozitiv al unei surse de curent de 30 . . . 60 V, devenind anozi, în timp ce conducta colectoare a instalației de filtre aciculare se leagă la polul negativ la trecerea curentului electric, apa se duce la filtrele aciculare (catozi) unde este pompată.

În figura 17.82 rezultă un alt efect favorabil pe care îl prezintă drenarea electroosmotică : prin dirijarea curentului de apă dinspre taluz (unde sînt dispuși anozii) spre interior (unde sînt dispuși catozii, puțuri-filtre sau filtre aciculare) se îmbunătățesc condițiile de stabilitate ale taluzului.

Atît puțurile-filtre cît și filtrele aciculare, la care evacuarea apei se face cu pompe amplasate la suprafața terenului pot asigura coborîrea nivelului apei pe cel mult 6 . . . 7 m. Cînd cota finală a excavației este asigurată la o adîncime mai mare față de nivelul apei subterane, trebuie să se utilizeze mai multe trepte de coborîre. Este recomandabil ca prima platformă a instalației de coborîre să fie situată chiar la nivelul inițial al apei subterane. În figura 17.83 este arătată o coborîre realizată din două trepte.

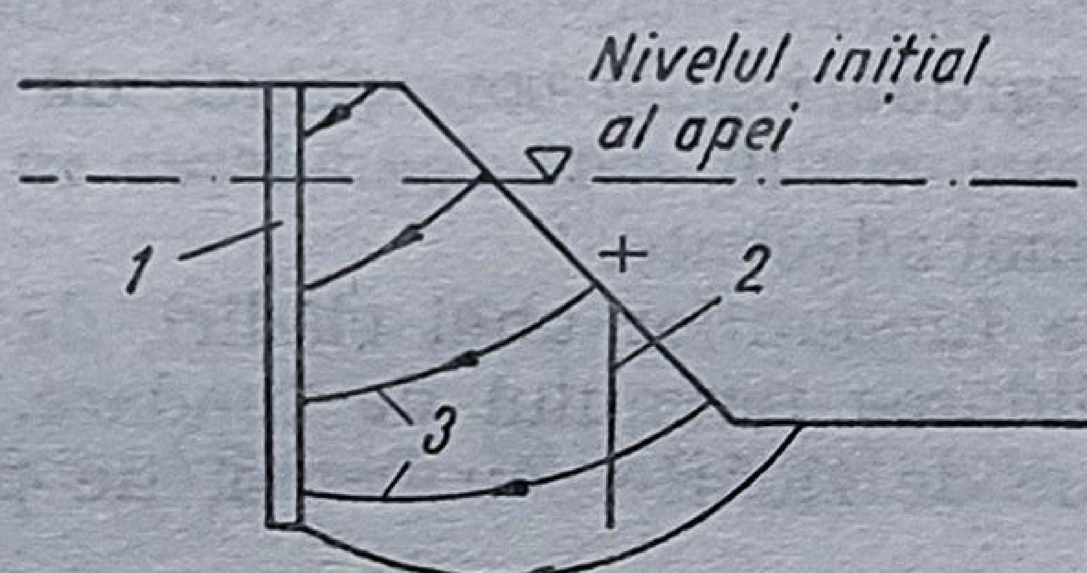


Fig. 17.82. Modificarea direcției de curgere a apei într-un taluz prin drenare electroosmotică :
1 — catod (puț filtru sau filtru acicular legate de instalația de pompare) ; 2 — anod (bară din oțel) ; 3 — linii de curent.

Calculul unei instalații de coborîre artificială a nivelului apei subterane se bazează pe formulele de hidraulică subterană de tipul celei deduse la determinarea coeficientului de permeabilitate prin pompare de probă pe teren.

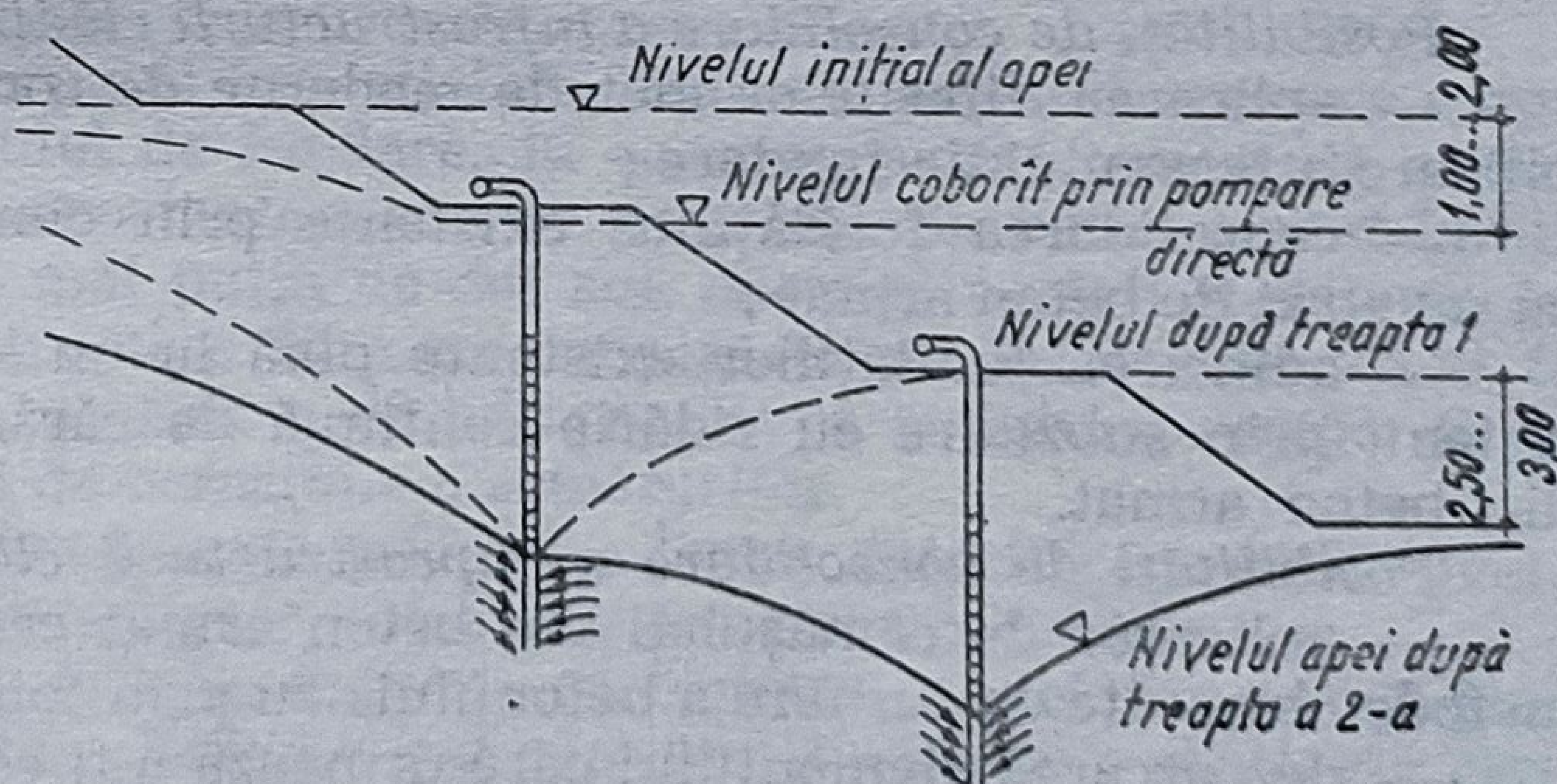


Fig. 17.83. Coborîrea generală a nivelului apei în trepte.

CAPITOLUL 18

CONSOLIDAREA FUNDAȚIILOR

18.1. GENERALITĂȚI

Marii constructori care au contribuit la progresul modern și-au exprimat convingerea că realizări deosebite nu se pot obține decît pe baza unei gîndiri profunde și juste, bazată pe experiența continuă acumulată și aplicată.

Celebrul constructor de poduri suspendate din S.U.A., Steinman spunea : „Accidentele inginerești sînt prețul plătit de omenire pentru progres. Dacă profităm de experiența lor, atunci aceste accidente nu vor mai fi zadarnice".

După cum și în alte domenii de activitate tehnică, dezvoltarea implică riscuri și uneori nereușite, tot așa și în domeniul construcțiilor accidentele care s-au produs trebuie privite ca existența unui risc și care poate fi considerat ca tribut pe calea progresului, în domeniul construcțiilor.

Necesitatea consolidărilor apare în construcții atunci cînd datorită unor cauze determinate, acestea nu mai corespund condițiilor de rezistență, stabilite și deformabilitate.

Problema consolidării nu trebuie tratată parțial, în sensul de a proiecta și executa consolidări numai acolo unde apar degradări, ci ea trebuie privită pe întregul ansamblu al clădirii, asigurîndu-i-se în final rezistența și stabilitatea.

La consolidări se caută pe cît posibil a se păstra echilibrul stabil în timpul cedării, echilibru care nu se cunoaște și care nu trebuie deranjat decît în cazuri cu totul speciale, cînd nu se cunosc alte soluții, și atunci cu multă precauție.

Unei degradări nu-i corespunde un singur remediu — o singură soluție — ci mai multe, care fac adesea ca inginerul să fie nehotărît în alegerea celei mai adecvate.

Cedarea fundațiilor unei clădiri, de exemplu, poate fi remediată fie prin consolidarea terenului de fundare, fie prin executarea unei subzidiri continue de zidărie sau beton, fie prin executarea unei subzidiri cu piloți etc.

La stabilirea soluției de consolidare se aleg metodele cele mai sigure, mai economice și care oferă cele mai ușoare condiții de lucru.

În general, posibilitățile de consolidare a unei clădiri de locuit se pot clasifica în două grupe :

Posibilități de consolidare a infrastructurii clădirilor :

— aplicarea diferitelor metode moderne de consolidare și impermeabilizare a terenului de fundare ;

— consolidarea fundațiilor existente prin cimentare sau cămășuire cu un strat de beton armat ;

— adîncirea fundațiilor existente pînă la un strat de teren mai rezistent, prin subzidire cu zidărie continuă de cărămidă, beton sau piloți din beton armat.

Posibilități de consolidare a suprastructurii clădirilor :

— aplicarea de cămășuieli din beton armat care se pot executa prin metode obișnuite de turnare a betonului sau prin torcretare ;

— descărcarea elementului care urmează a fi consolidat prin unul sau mai multe elemente similare alăturate ;

— descărcarea elementului degradat de o parte din sarcina ce-i revine prin schimbarea sistemului static inițial (dublare număr de grinzi, prevedere de grinzi sau stîlpi alăturați) ;

— scoaterea unei porțiuni de clădire degradată și turnarea (obișnuită sau prin torcretare) din nou a betonului, după completarea armăturii ;

— aplicarea precomprimării, în cazurile în care elementele pot rezista în condiții bune la compresiune ;

— schimbarea sistemului static și transformarea lui cu ajutorul noilor elemente de consolidare ;

— aplicarea metodei de consolidare cu tiranți ;

— întărirea elementului sau părții din construcții care trebuie consolidată, prin injectarea de mortar sau lapte de ciment sub presiune etc.

Pentru clădiri problema fundațiilor este cea mai importantă din punctul de vedere al degradării.

În rezolvarea problemelor de suprastructură, inginerul constructor pe baza calculelor făcute, cu prudență și simț constructiv, poate realiza lucrări fără riscuri prea mari.

La realizarea infrastructurii însă, necunoscutele sînt mai numeroase și riscurile prea mari pentru a justifica neglijarea cunoașterii în amănunțime a terenului pe care urmează a se funda.

În general, condițiile în care trebuie consolidate fundațiile diferă foarte mult de la caz la caz, ele depinzînd de condițiile terenului, de nivelul apei freatice, de structura și importanța clădirii, de natura și starea fundațiilor, iar de cele mai multe ori și de menținerea clădirii în stare de folosință.

De aceea, alegerea sistemului de consolidare și a metodelor respective, constituie în multe cazuri o problemă foarte delicată.

La alegerea soluțiilor de consolidare, proiectantul trebuie să aibă în vedere atît cauzele care duc la necesitatea consolidării, cît și toate aceste aspecte menționate, specifice fiecărui caz în parte.

18.2. CAUZELE DEGRADĂRII FUNDAȚIILOR

Într-o serie întreagă de cazuri, consolidarea fundațiilor degradate sau chiar înlocuirea lor parțială, se impune pentru păstrarea rezistenței și a stabilității construcțiilor avariate.

Principalele cauze care pot conduce la necesitatea consolidării unei fundații sînt următoarele :

— Degradarea corpului fundației ca urmare a acțiunii agresive a apelor sau chiar a terenului de fundare. În acest sens sînt cunoscute o serie de cazuri de clădiri importante, fundate pe piloți din beton armat bătuți, care s-au degradat în mai puțin de doi ani, datorită cedării și deteriorării piloților. Clădirile respective fuseseră amplasate pe locul unei vechi fabrici de acid sulfuric, a cărui agresivitate a avut o acțiune rapidă de degradare a betonului și de coroziune a armăturilor.

La construcțiile fundate pe piloți din lemn, datorită coborîrii nivelului apelor subterane, se produce putrezirea capetelor piloților.

— Sporirea încărcării fundațiilor, ca urmare a unei supraetajări sau a schimbării destinației clădirii, cînd rezistențele efective depășesc capacitatea portantă admisă a terenului de fundare.

— Alegerea unui sistem de fundare necorespunzător poate duce, de asemenea, la deteriorarea prematură a clădirii. În literatură sînt citate cazuri de clădiri fundate pe umpluturi neconsolidate, cu fundații continue alcătuite necorespunzător care au cedat. În asemenea clădiri există pericolul să cedeze și conductele diverselor instalații (gaze, apă, încălzire etc.).

— Reducerea capacității portante a terenului prin infiltrații de apă. În această situație se poate ajunge atunci cînd proiectantul nu ia toate măsurile de protecție prevăzute în standarde și normative, pentru prevenirea și protecția construcțiilor fundate pe pămînturi sensibile la umezire, sau cînd beneficiarul nu execută la timp lucrările de întreținere și reparații a instalațiilor sanitare interioare sau de canalizare.

— Execuția greșită a fundației (excentricități, nerespectarea cotei sau stratului pe care urma să se toarne, armături omise sau necorespunzător dispuse, dimensiuni ale fundațiilor necorespunzătoare celor prevăzute în proiect etc.).

— Amenajări necorespunzătoare de subsoluri, la clădirile executate inițial fără subsol.

— Reducerea rezistenței fundațiilor prin executarea de diferite lucrări sub clădiri existente sau în imediata lor vecinătate, fără a se lua măsuri corespunzătoare de protecție sau de prevenire a deteriorării acestora.

— Afuierea terenului de sub fundații mai ales în albiile rîurilor și cînd apar inundații.

— Efectele vibrațiilor. Experiențele au arătat că vibrațiile produse prin baterea piloților, circulația rutieră sau cele produse de funcționarea diferitelor mașini sau motoare, măresc gradul de îndesare al nisipurilor, determinînd prin aceasta o coborîre a suprafeței lor. Această coborîre a suprafeței nisipurilor, poate provoca tasări suplimentare la fundațiile vecine și degradări ale structurii de rezistență ale acestora.

— Nerespectarea adîncimii minime de îngheț mai ales în terenuri acvifere. Adîncimea de îngheț se stabilește conform STAS 6054-76.

Valorile adîncimii de îngheț indicate de STAS sînt determinate pe baza măsurătorilor, corelate cu indicele de îngheț, pentru situația terenului neacoperit de zăpadă sau de alte materiale. Indicele de îngheț reprezintă suma valorilor absolute a maximului și minimului curbei cumulative a temperaturilor medii zilnice.

În cazul terenurilor cu caracteristici speciale și în general pentru cele slabe cu mîl, turbă, nămol etc., adîncimea de îngheț se stabilește de la caz la caz, pe bază de studii speciale.

— Lipsa unor măsuri de precauție atunci cînd se fundează pe terenuri acvifere. În legătură cu acest aspect, este de menționat cazul unei clădiri importante, alcătuită din trei corpuri : un corp central mai înalt și alte două corpuri laterale, mai puțin înalte (fig. 18.1).

La scurt timp de la darea clădirii în folosință între corpul central și corpurile laterale au apărut crăpături verticale. S-au luat imediat măsuri de consolidare a fundațiilor corpurilor laterale, considerîndu-se că acestea tasau, însă fără succes. Ulterior s-a constatat că se ridică corpul central al clădirii într-o mișcare continuă.

Cauza o constituia o cameră frigorifică necorespunzător izolată, amplasată în corpul central, care îngheța apa din pămînt, provocînd astfel ridicarea corpului central prin expansiunea bine cunoscută a gheții formate.

Readucerea corpului central în poziție inițială a necesitat precauții speciale pentru a se evita decongelarea bruscă a solului, degradări și pagube suplimentare.

— În anumite împrejurări pot apărea degradări la clădirile cu fundații de suprafață, din cauza dezvoltării în apropiere a rădăcinilor de arbori. Această acțiune se manifestă în două moduri :

— o acțiune mecanică de ridicare a fundațiilor la care presiunea adusă pe teren nu este în măsură să compenseze presiunea de umflare ;

— o acțiune de reducere a umidității pămîntului, în perioadele secetoase în zona respectivă, producerea de contracții și deteriorarea clădirii.

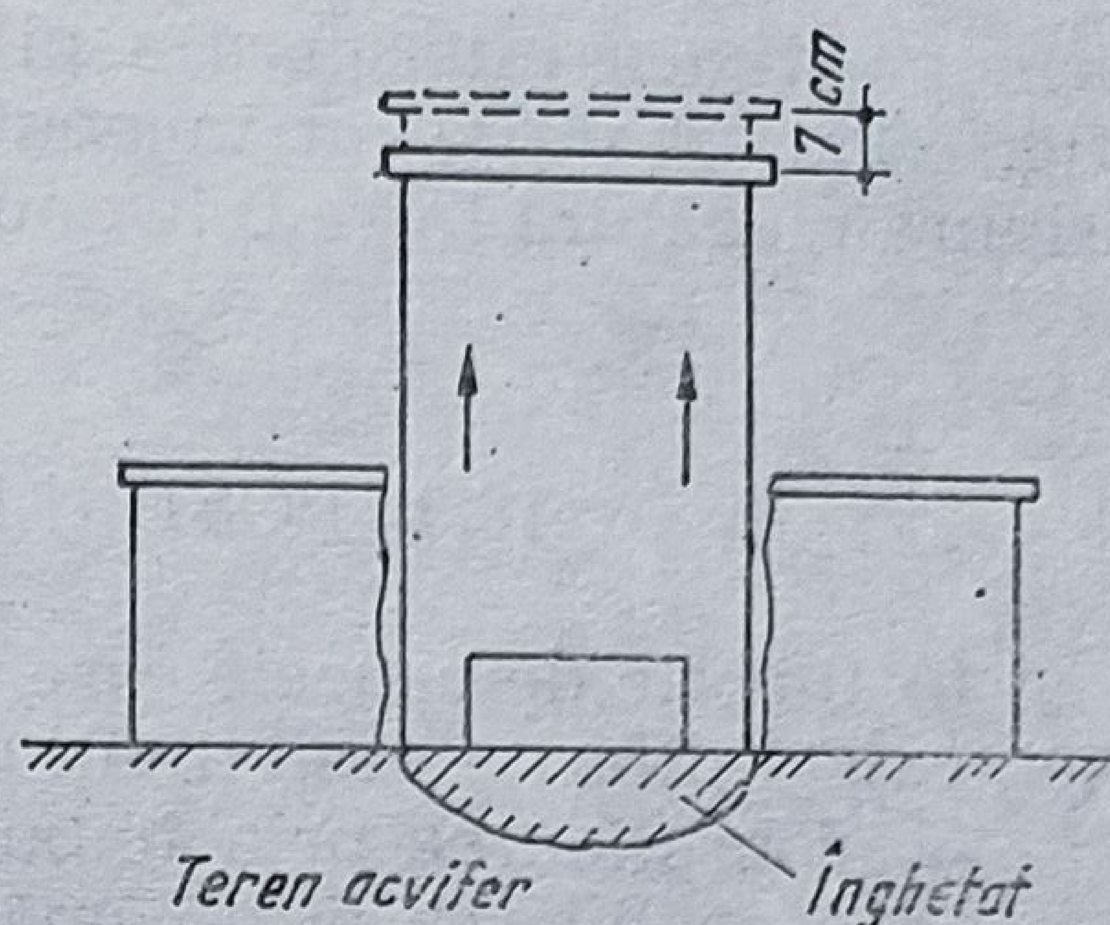


Fig. 18.1. Clădire degradată ca urmare a ridicării corpului central, în urma congelării terenului de fundare acvifer.

— Degradări ale fundațiilor și clădirilor executate pe pămînturi contractile.

La clădirile din zidărie de cărămidă cu fundații din beton simplu superficiale, apar fisuri în fundații și ziduri, fisuri ce evoluează continuu. Colțurile puternic însorite, orientate spre SV la toate felurile de construcții, tasează cel mai mult, din cauza contracției, provocînd fisuri și crăpături în V.

Anexele construcțiilor din zidărie, care fac corp comun cu clădirea și sînt fundate la adîncime mai mică, fisurează sau crapă, separîndu-se de restul clădirii. În general, fisurile și crăpăturile fundate pe terenuri contractile se întîlnesc la colțuri și în zonele de rezistență mai slabă (în secțiunile cu goluri pentru uși și ferestre).

Multe din deficiențele constatate la fundațiile clădirilor provin din cunoașterea insuficientă a terenului de fundare și dintr-o ignorare nejustificată a naturii acestuia. La întocmirea oricărui proiect, inginerul constructor nu trebuie să uite că terenurile sînt rezultatul unor fenomene geologice, care au variat în timp și în spațiu, după legi puțin cunoscute. De aceea, înainte de alegerea sistemului de fundare, proiectantul trebuie să cunoască natura și stratificația terenului pe amplasamentul respectiv, nivelul apelor subterane, agresivitatea acestora, comportarea terenului în timp sub sarcini (curba compresiune-tasare), capacitatea portantă a terenului. În acest sens se întocmește un studiu geotehnic.

Nu trebuie uitate niciodată sau neglijate constatările ce se pot face examinînd la fața locului compactarea clădirilor existente.

Merită a fi menționat următorul caz : pentru fundarea unei clădiri s-au prevăzut piloți din beton armat bătuți. În timpul baterii cu toate eforturile constructorului cîțiva piloți nu au putut fi introduși în teren pînă la cota prevăzută, astfel încît fișa lor era cu 1,5 . . . 1,75 m mai mică decît a celorlalți. După cîțiva ani de la darea în exploatare a construcției au început să apară tasări. În timpul cercetărilor efectuate s-a constatat că acești piloți s-au rupt în timpul baterii. Rezistența lor inițială a fost realizată

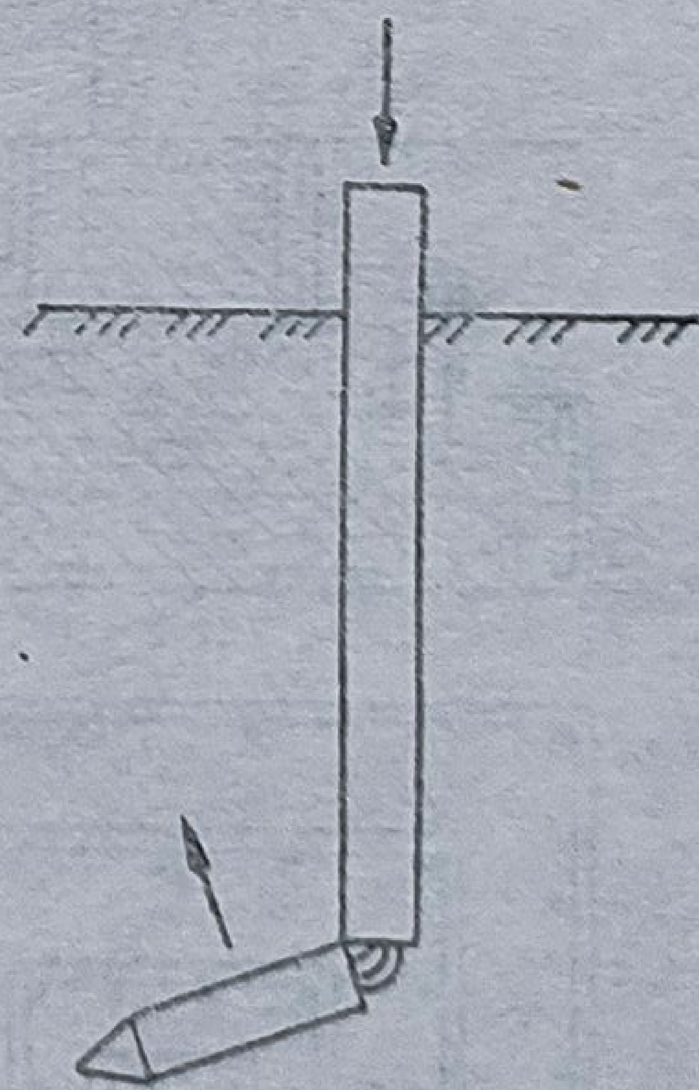


Fig. 18.2. Pilot din beton armat rupt în timpul baterii.

prin porțiunea inferioară a piloților care lucra ca o grindă de repartiție (fig. 18.2). Tasările au început după ruperea armăturilor pilotului, care asigurau legătura între cele două tronsoane.

18.3. POSIBILITĂȚI DE CONSOLIDARE

În funcție de cauzele care au produs degradarea și complexitatea avariei, există diferite posibilități de consolidare a fundațiilor :

— consolidarea prin îmbunătățirea terenului de fundare (v. cap. 13) ;

— consolidarea prin cămășuire sau cimentare a fundațiilor degradate la suprafață (fig. 18.3 și fig. 18.4).

În cazul că fundația din beton este deteriorată, se procedează la refacerea ei, în funcție de gradul ei de degradare.

Dacă fundația este numai fisurată, se injectează în fisuri mortar din ciment sub presiune. După dezvelirea fundației izolate, fisurile sînt lărgite cu dalta și ciocanul. Apoi se practică în beton, de-a lungul fisurilor, găuri de 30 mm diametru cu adîncime de pînă la 1,00 m.

Prin aceste găuri se injectează la început apă curată, pentru a se spăla și curăți fisurile, după care se chituiesc în mod corespunzător cu mortar din ciment, pentru a se împiedica scurgerea laptelui din ciment injectat. După injectarea mortarului din ciment găurile respective se astupă cu dopuri din lemn pînă la întărirea mortarului. Laptele din ciment se injectează în găuri de jos în sus, la o presiune de 2 . . . 3 bar.

Prin aplicarea procesului de cimentare se obțin rezultate bune atunci cînd :

— fisurile betonului dezagregat nu sînt prea fine ;

— fisurile nu conțin mîl argilos care să influențeze negativ priza și întărirea betonului ;

— mortarul introdus în betonul dezagregat să nu fie într-un mediu cu ape în mișcare sau ape agresive. Laptele din ciment folosit pentru injecții cuprinde circa 100 . . . 150 kg ciment/m^3 de beton consolidat.

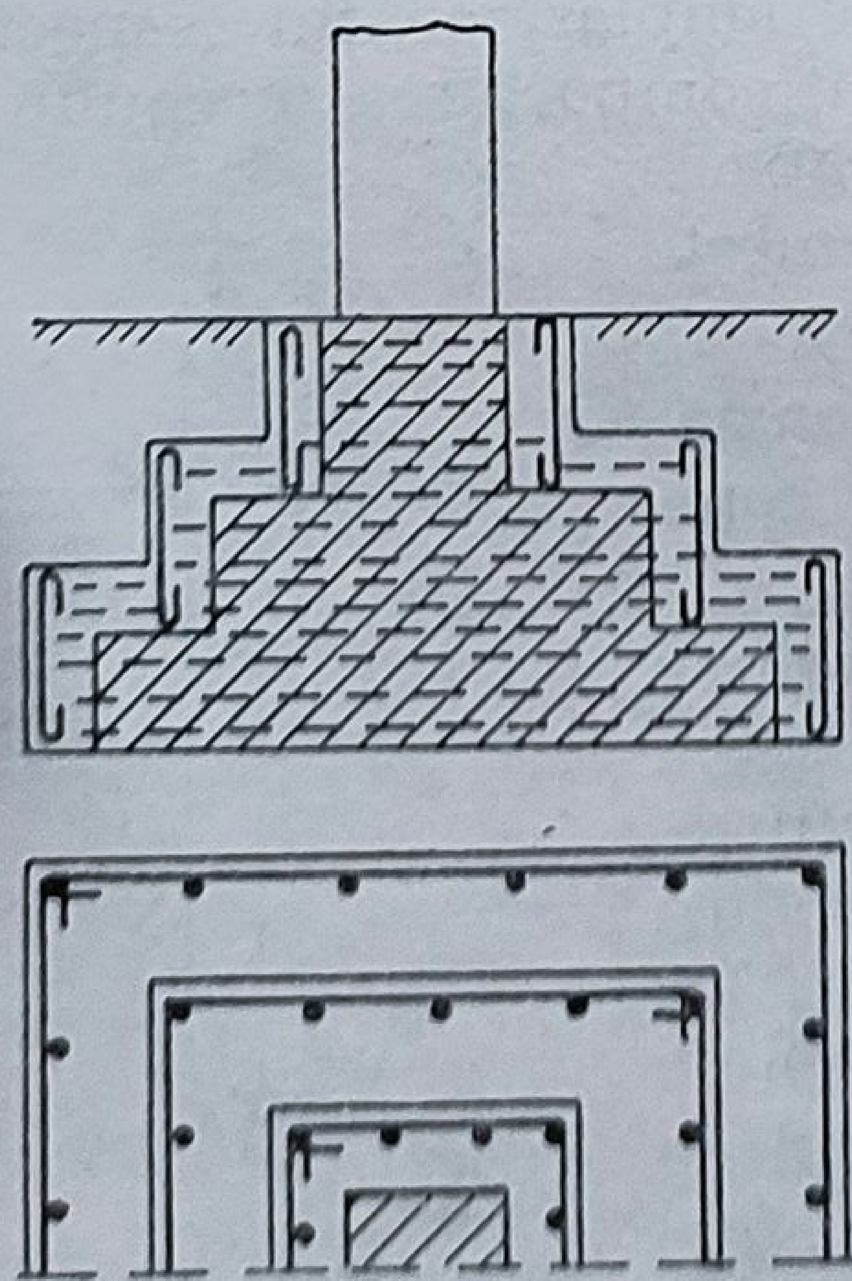


Fig. 18.3. Consolidarea fundațiilor dezagregate superficial.

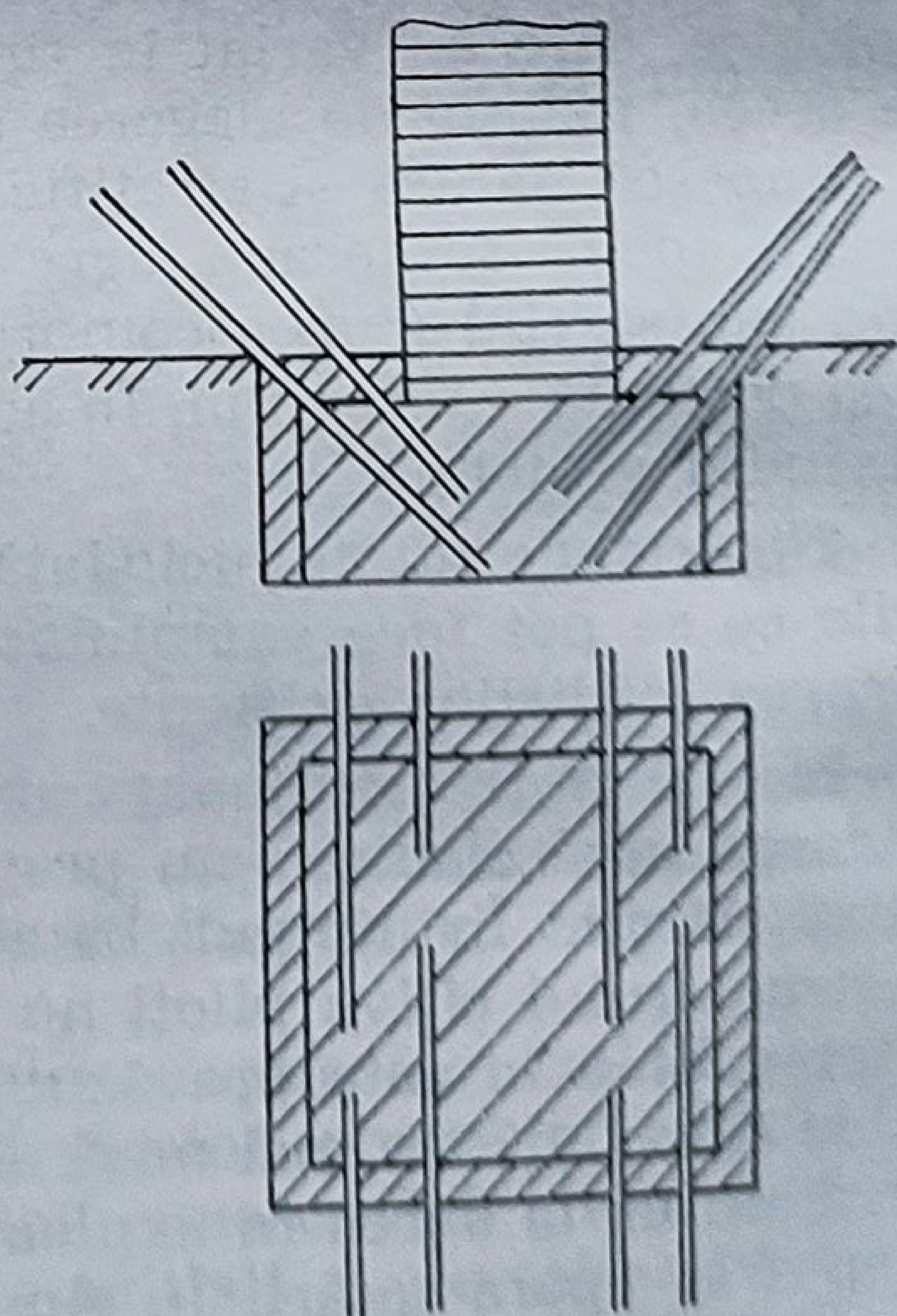


Fig. 18.4. Consolidarea fundațiilor din beton simplu dezagregate.

La fundațiile izolate rigide sub stîlpi pentru realizarea treptelor se folosesc betoane simple de marcă B 50, B 75 sau B 100. Aceste betoane sînt mai poroase și sînt pătrunse de ape destul de ușor. Dacă nisipul cu care s-au confecționat mărcile de beton amintite mai sus a fost prea argilos, atunci prin pătrunderea apelor în el argila se înmoaie și se dezagregă betonul.

În anumite situații se poate trece chiar la impermeabilizarea suprafeței betonului prin vopsire sau impregnare la suprafață cu substanțe chimice, capabile de a forma combinații chimice solubile cu piatra de ciment.

În cazul în care fundația este deteriorată puternic, se înlătură porțiunea degradată și se cămășuiește cu beton armat (fig. 18.5, *a*). Înainte de aplicarea cămășuielii din beton armat, pe suprafața betonului curățit, se realizează o serie de crestături pentru o cît mai bună îmbinare a betonului nou cu cel vechi.

Odată cu executarea cămășuielii de beton armat trebuie suprimată și cauza care a dus la degradarea fundației sau a diminuat efectul agresivității prin adoptarea de măsuri constructive.

În cazul fundațiilor izolate sub stîlpi, în funcție de mărimea încărcărilor care se transmit prin stîlpi, fundațiile pot fi consolidate fără a se mări suprafața de rezemare a tălpii (fig. 18.5, *a*) sau prin mărirea acesteia (fig. 18.5, *b . . . e*), atunci cînd datorită sporirii încărcărilor, capacitatea portantă a terenului este depășită.

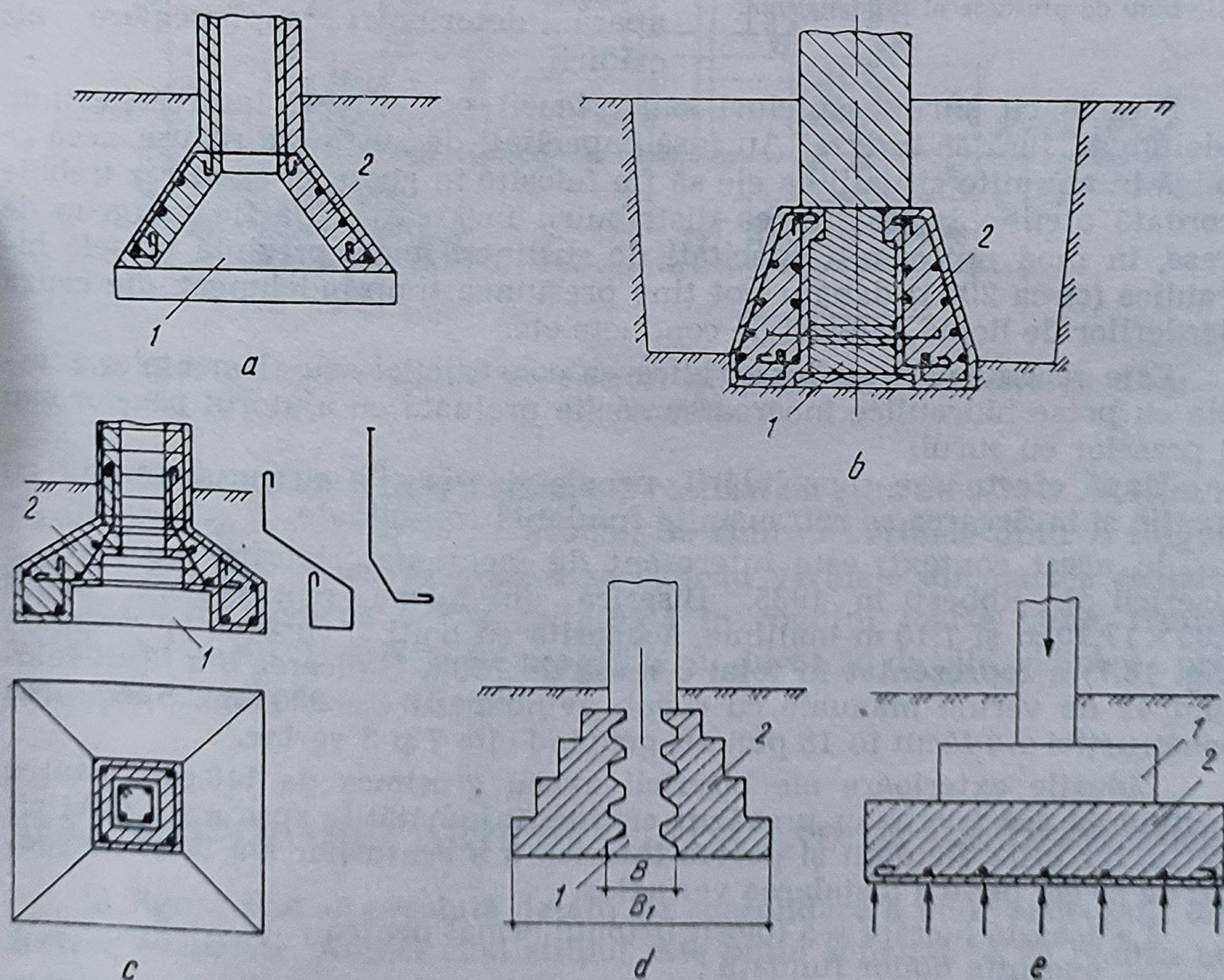


Fig. 18.5. Consolidarea fundațiilor cu și fără mărirea suprafeței de contact cu terenul de fundare:
a, b, c, d și *e* — diferite posibilități de consolidare; 1 — fundație veche; 2 — fundație nouă.

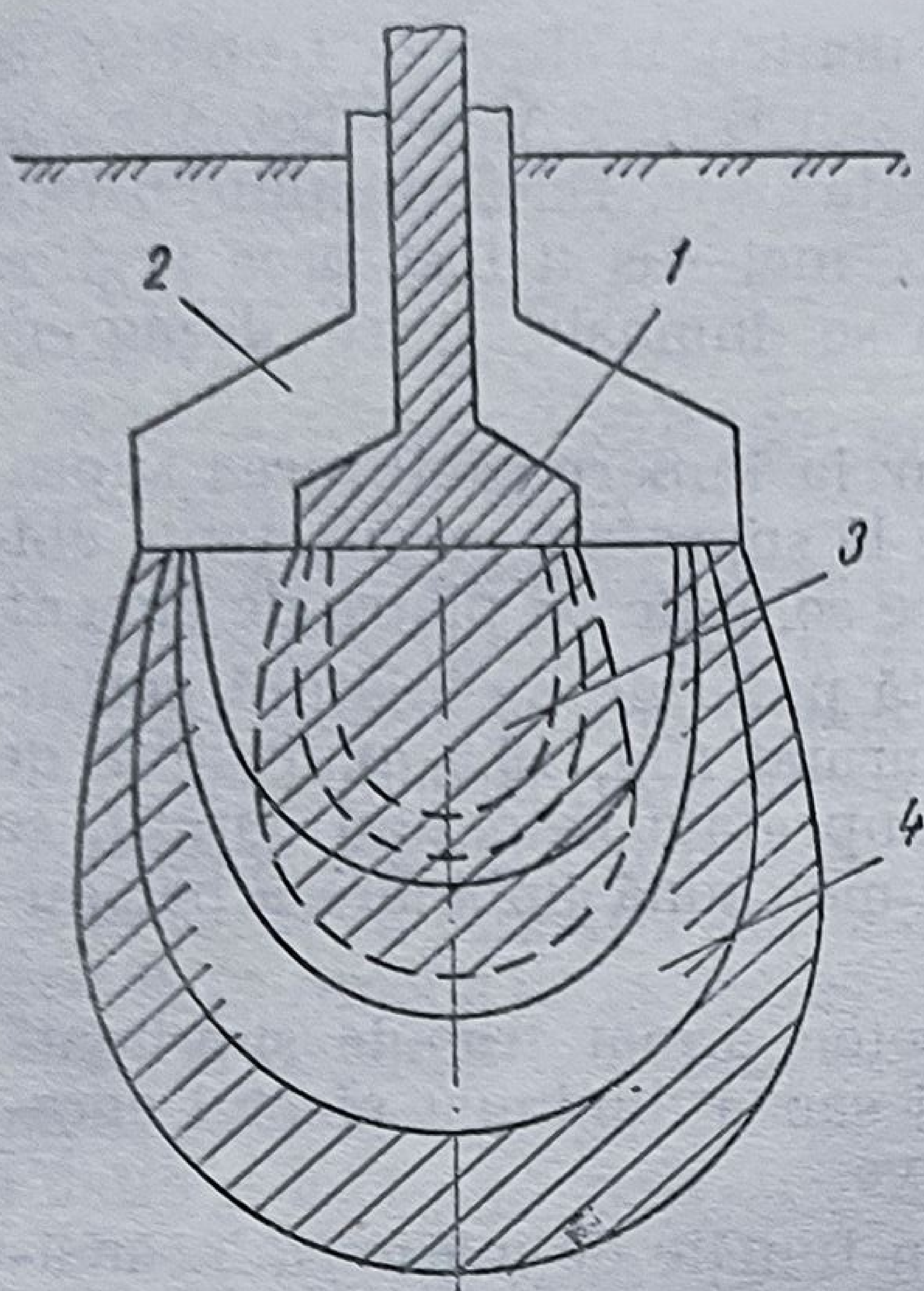


Fig. 18.6. Bulbul de presiune la o fundație cu suprafața de rezemare mărită:

1 — fundație veche; 2 — fundație nouă; 3 — bulb de presiune al fundației vechi; 4 — bulb de presiune al fundației noi.

Trebuie avut în vedere că lățirea unei fundații nu este eficace decît dacă suprafața terenului pe care se aplică supralărgirea este comprimată în prealabil cu aceeași presiune cu care a fost încărcat terenul sub fundația existentă. Aceasta este absolut necesar, deoarece pămîntul pe suprafețele noi de fundare este mai compresibil, se tasează mai mult și încărcarea este mai mare tot pe suprafața veche a fundației (fig. 18.6).

De multe ori înainte de începerea lucrărilor de consolidare este necesar să se descarce fundațiile de sarcinile care le revin, transmițînd încărcările respective pe reazeme provizorii.

Transmiterea încărcărilor construcției la reazemele provizorii se face prin intermediul penelor și al preselor (cu șurub sau hidraulice).

La baterea pernelor trebuie avut în vedere că la o batere puternică pot să apară deteriorări suplimentare ale clădirii.

Presele cu șurub (vinciuri sau cricuri) pot susține încărcările timp îndelungat, fără să cedeze. Au însă capacități de susținere reduse, ceea ce obligă în anumite situații ca ele să fie folosite în grup. În acest caz trebuie acordată atenție la asigurarea distribuirii încărcărilor la fiecare grup de prese, în mod uniform. Capacități de susținere mari prezintă presele hidraulice (circa 200 t) dar nu pot ține presiunea timp îndelungat, din cauza pierderilor de lichid, ruperii de conducte etc.

Este recomandat ca după ridicarea construcției sau elementelor acesteia cu prese hidraulice încărcarea să fie preluată cu ajutorul penelor sau al preselor cu șurub.

După efectuarea consolidării, penele și cricurile cu șurub se scot cu atenție și încărcarea se retransmite fundației consolidate.

În acest context, este interesant de menționat ridicarea cu 3,5 m a bisericii din Robești în 1935. Biserica de formă rectangulară, avînd 6,85×17,10 m și 7,10 m înălțime, acoperită cu bolți și cupole din cărămidă (fig. 18.7) a reprezentat în total o masă de 750 t. Ridicarea s-a făcut folosind 42 de verine manuale cu șurub avînd pasul de 200 mm. Sprijinirea construcției s-a făcut în 18 puncte, grupînd cîte 2 și 3 verine.

Zidurile exterioare ale bisericii aveau grosimea de 110 cm; pentru susținerea acestora s-au prevăzut centuri înjumătățite spre a nu slăbi zidăria, iar între fundații și partea inferioară a centurilor s-a lăsat un spațiu de 80 cm pentru instalarea verinelor.

La această lucrare s-a folosit betonul armat pentru:
— execuția noilor fundații;
— executarea centurilor exterioare;
— executarea plăcilor de 1,00×1,00 m în grosime de 15 m, ce s-au zidit suprapus sub verine pe măsura ridicării construcției.

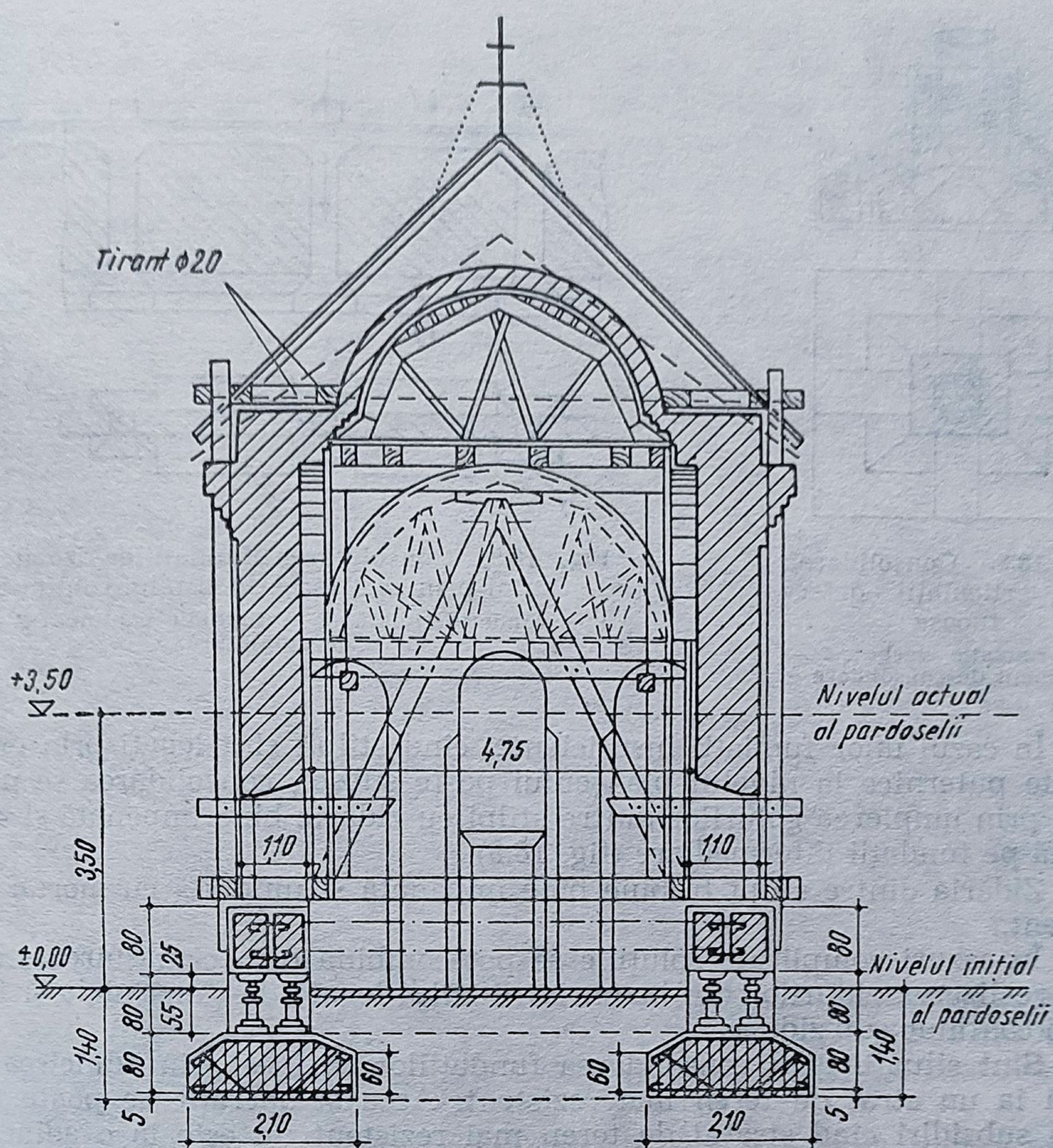


Fig. 18.7. Biserica din Robești. Lucrări de pregătire și ridicare cu 3,5 m a cotei ±0,00.

În timpul ridicării construcției s-a realizat un ritm de 0,30 . . . 0,45 m/zi. Pasul ridicării a fost de 10 . . . 14 mm. Se ridicau verinele dintr-o singură parte, după care în etapa a doua se ridicau verinele din partea cealaltă.

În final, lucrarea a fost terminată în condiții foarte bune, fisurile vechi s-au închis. Lucrările de pregătire au durat 30 de zile, ridicarea propriu-zisă s-a efectuat în 15 zile.

18.4. CONSOLIDAREA ARTICULAȚIILOR EXECUTATE DEFECTUOS

În figura 18.8 se prezintă detalii de consolidare a unor articulații defectuos executate. Atunci cînd stîlpul este puțin solicitat se va realiza un manșon în jurul stîlpului din beton armat. În cazul unor stîlpi cu sarcini mari, fundația consolidată se leagă cu stîlpul, prin cămășuirea acesteia pe un întreg nivel.

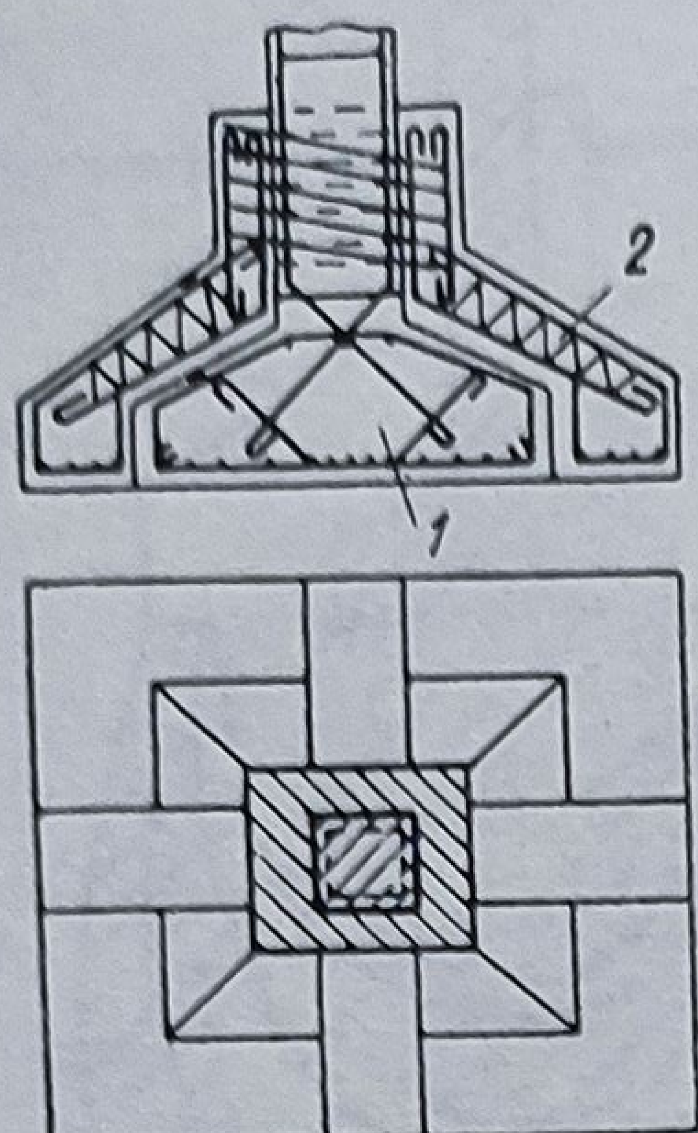


Fig. 18.8. Consolidarea unei articulații defectuoase:

1 — fundație veche; 2 — element de consolidare.

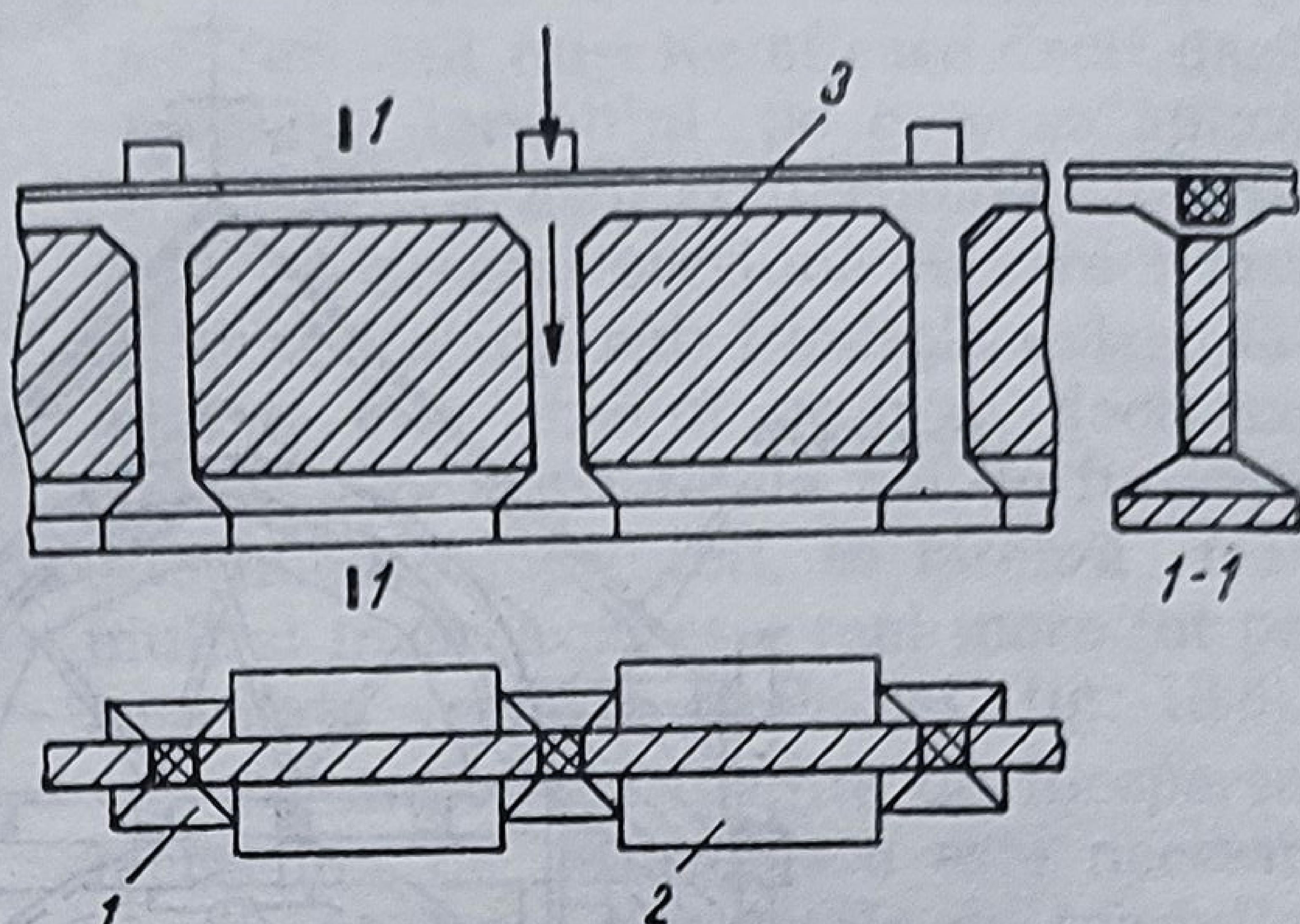


Fig. 18.9. Consolidarea fundațiilor izolate sub stîlpi prin realizarea unei tălpi continue:

1 — fundație izolată; 2 — fundație continuă; 3 — zid de umplutură.

În cazul unor fundații insuficiente, cînd stîlpii sînt legați prin grinzi foarte puternice la nivelul planșeului peste subsol, consolidarea se poate face prin umplerea golurilor dintre stîlpi cu zidărie bine împănată și sprijinită pe fundații intermediare (fig. 18.9).

Zidăria dintre stîlpi trebuie bine împănată și umplută cu mortar din ciment.

În cazuri complicate soluțiile se pot combina prin cămășuirea stîlpilor, realizarea zidurilor din beton între stîlpi legate de cămășuială și fundații continue sub ziduri.

Sînt situații cînd consolidarea fundațiilor se face prin adîncirea lor pînă la un strat de teren mai rezistent. Această operație se poate face prin subzidiri cînd stratul de teren mai rezistent nu este la o adîncime prea mare, sau prin sprijiniri pe piloți, în cazul în care acesta se află la o adîncime mare.

Cînd consolidarea fundațiilor se execută prin subzidiri, lungimea respectivă, se împarte, în tronsoane de 1,0 ... 1,50 m lățime, în funcție de natura terenului, de grosimea și de starea zidului, de mărimea încărcărilor, de numărul, poziția și dimensiunile golurilor etc.

Sub fiecare tronson se execută un puț și apoi o fundație sub formă de stîlp pînă la adîncimea stabilită (fig. 18.10). Se pot executa concomitent puțuri situate la cel puțin 5,00—12,00 m distanță unul de altul. În general, lățimea totală a puțurilor care se pot săpa concomitent nu trebuie să depășească 15% din lungimea totală a laturii respective a clăririi.

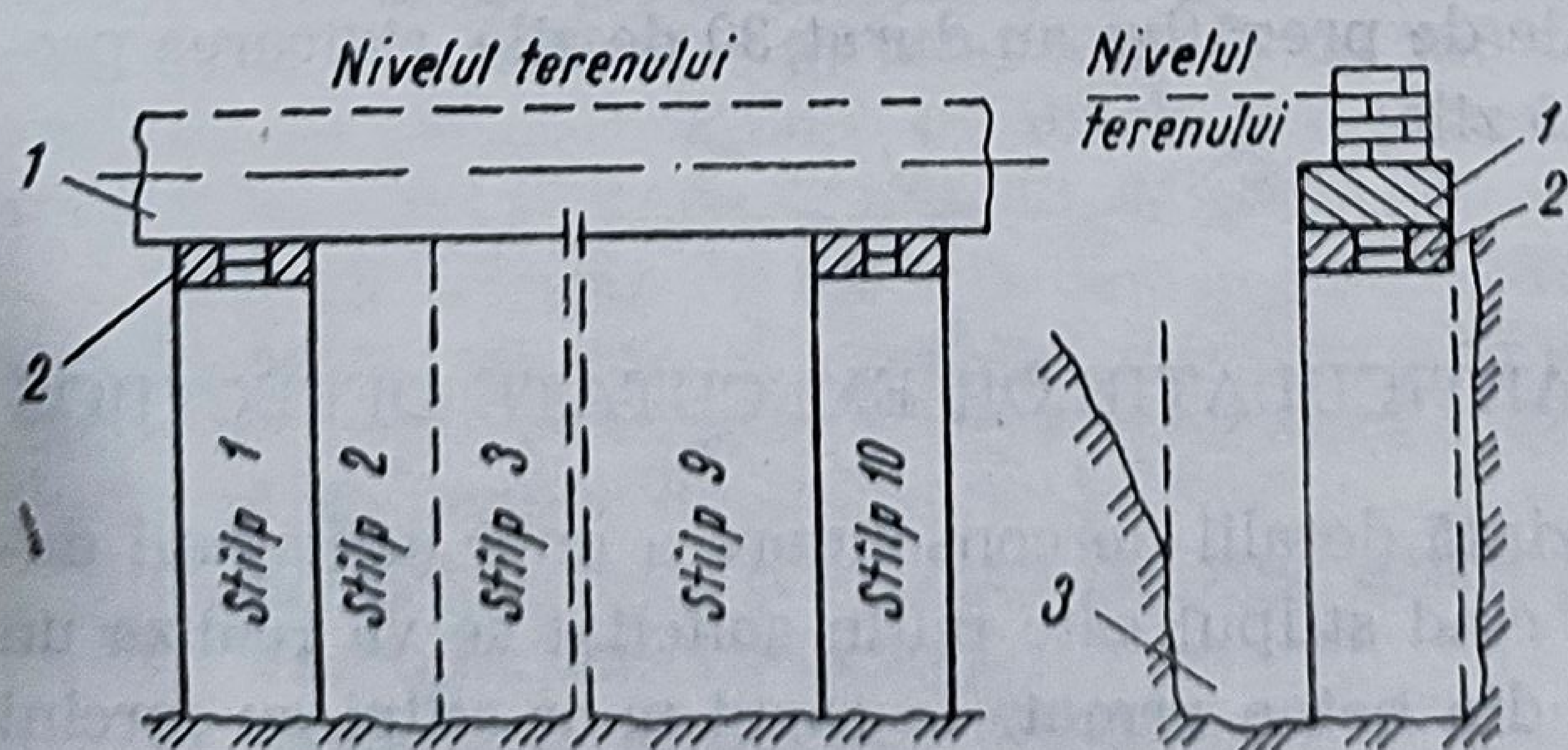


Fig. 18.10. Detalii de execuție a unei subzidiri:

1 — fundație veche; 2 — pene; 3 — puț.

Subzidirea se începe mai întîi cu tronsoanele 1 și 10, care se

betonează cu circa 6 ... 10 cm mai jos față de nivelul tălpii fundației. După întărirea betonului în spațiul rămas se introduc pene de oțel sau lemn de esență tare (stejar), bine bătute, cu ajutorul cărora se retransmite încărcarea construcției la fundația nouă. Spațiul rămas liber se umple cu mortar de ciment.

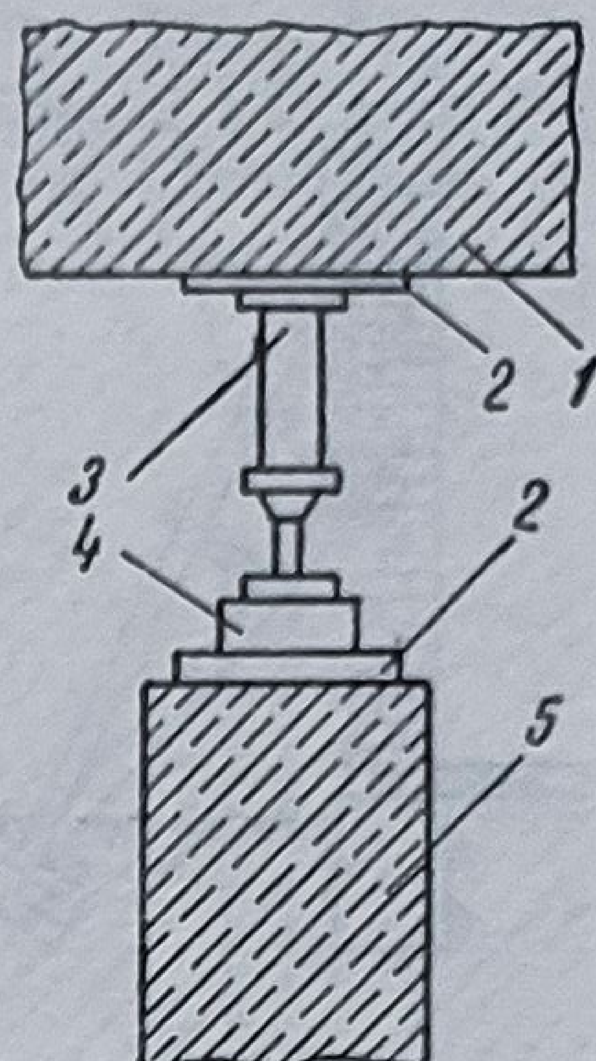


Fig. 18.11. Detalii de introducere a preselor sub fundație:

1 — fundație veche; 2 — plăci din oțel; 3 — vinci; 4 — bloc de compensare; 5 — fundație nouă.

În cazul încărcărilor mari care nu pot fi preluate de pene, se lasă un spațiu mai mare între fundația veche și cea nouă (circa 60 ... 70 cm), pentru a putea introduce prese corespunzătoare acestor sarcini. După aceea în spațiul rămas se execută stîlpișori din cărămidă bine împănați sau se introduc stîlpi metalici, presele se îndepărtează, iar spațiul rămas se umple cu beton sau cu zidărie din cărămidă bine împănată.

Presele pentru preluarea încărcărilor de la fundația veche se așază cu plăci din oțel și bloc de compresiune (fig. 18.11).

După executarea puțurilor 1 și 10, operația se repetă cu puțurile 2 și 9, realizîndu-se în acest mod o fundație continuă.

Pentru executarea subzidirii este necesar să se realizeze un puț lateral din care se sapă sub fundația veche cu sau fără sprijiniri. Subzidirea se execută pe tronsoane, fiind interzis a se lucra la două tronsoane alăturate.

În situația că zidăria este slabă se procedează mai întîi la întărirea acesteia, după care se execută subzidirea.

Consolidarea zidăriei se poate face prin țeserea cărămizilor, armarea rosturilor în porțiunea fisurată și prin prevederea unor centuri din beton armat (fig. 18.12). Un sistem bun de consolidare a zidăriei se poate realiza prin injectarea unui lapte din ciment.

Pentru a se evita apariția unor fisuri suplimentare în timpul subzidirii, se pot executa și sprijiniri provizorii, de tipul celor din fig. 18.13.

O altă metodă de susținere a zidurilor în timpul consolidării sau înlocuirii fundațiilor, constă în folosirea grinzilor metalice.

Acestea sînt trecute prin zid și rezemate de o parte și de alta pe un pat de grinzi din lemn, metalice sau blocuri din beton (fig. 18.14).

Soluțiile indicate în figura 18.14, *b* și *c* de consolidare cu piloți (tip Méga sau forați) corespund situației în care adîncimea pînă la care trebuie coborîtă fundația este mare.

La acest gen de consolidare se confecționează de obicei piloții pe loc, întrucît piloții bătuți pot provoca deteriorări sau deranjamente atît clădirii în cauză, cît și celor vecine.

Cu mult succes se folosesc piloții realizați din tronsoane prefabricate, care se introduc în pămînt

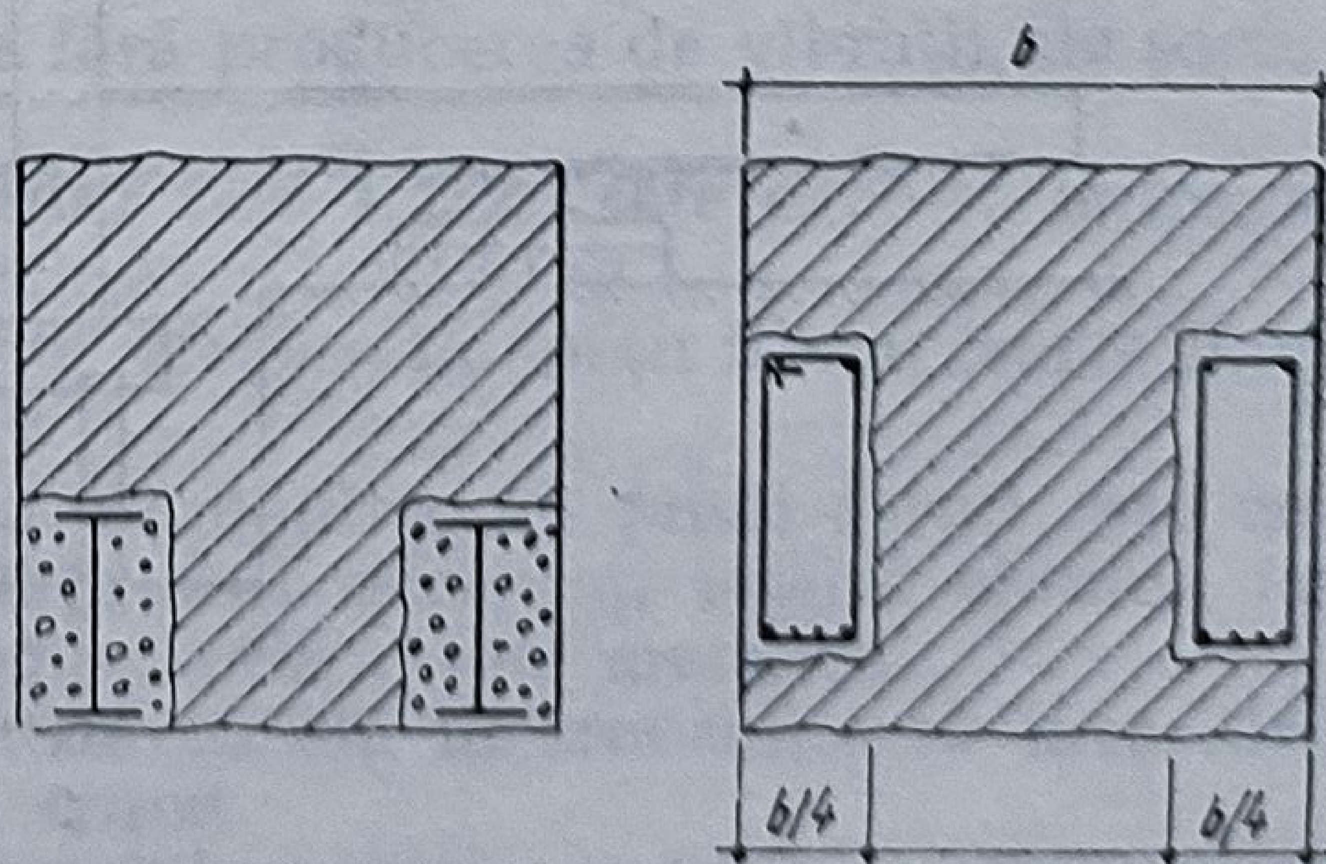


Fig. 18.12. Centuri din beton armat pentru consolidarea fundațiilor de zidărie.

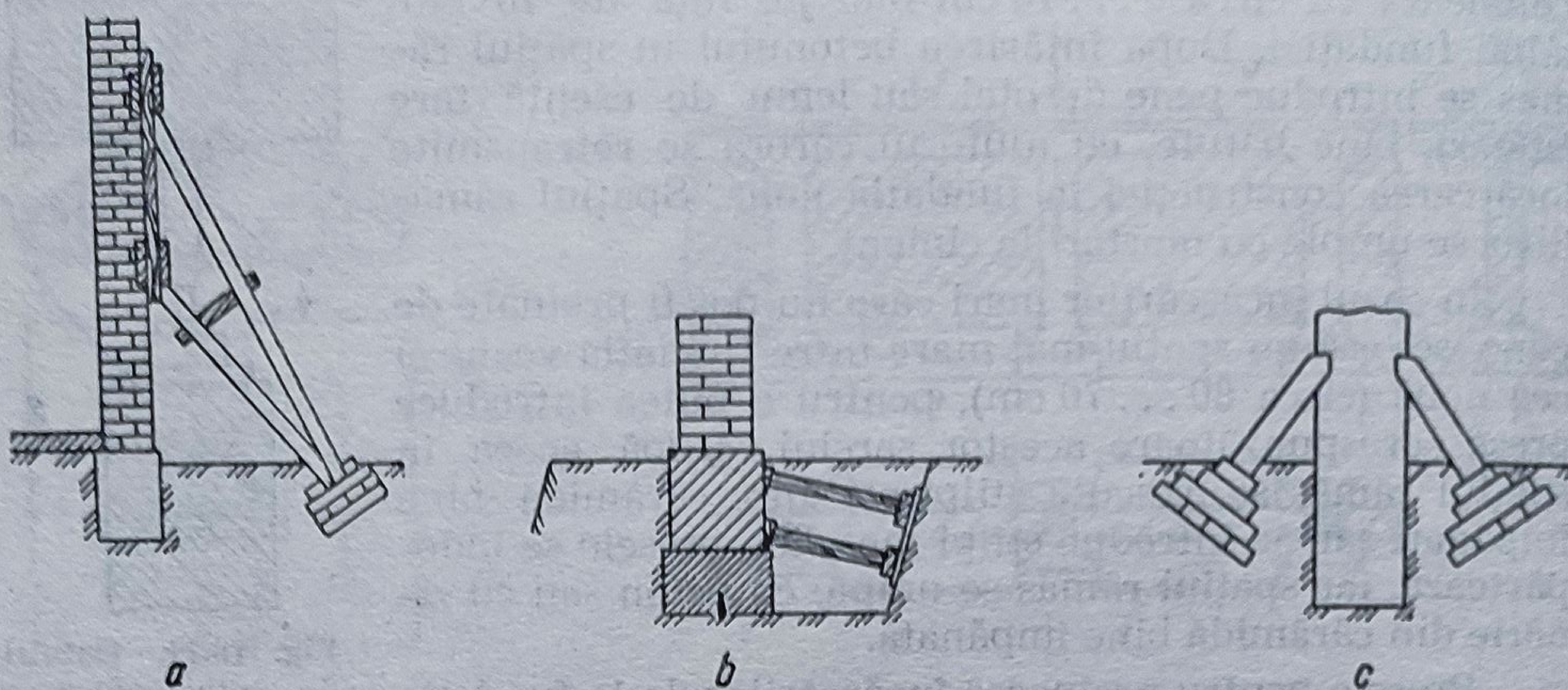


Fig. 18.13. Sprijiniri ale clădirilor în timpul lucrărilor de consolidare :
a, *b* şi *c* — diferite soluţii.

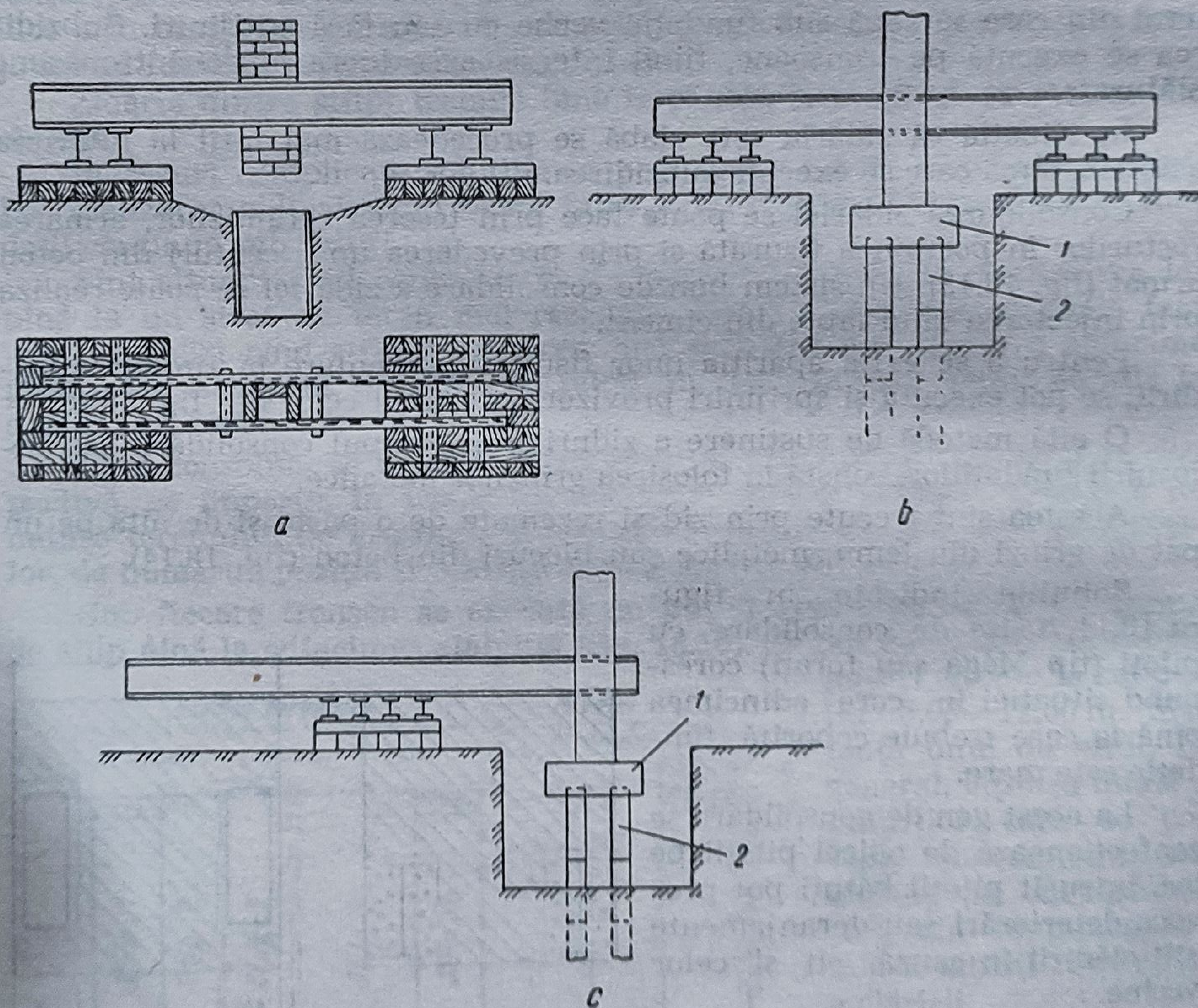


Fig. 18.14. Susţinerea zidăriilor (pereţi portanţi) în timpul refacerii sau consolidării fundaţiilor :
a, *b* şi *c* — diferite soluţii; 1 — radier; 2 — pilot.

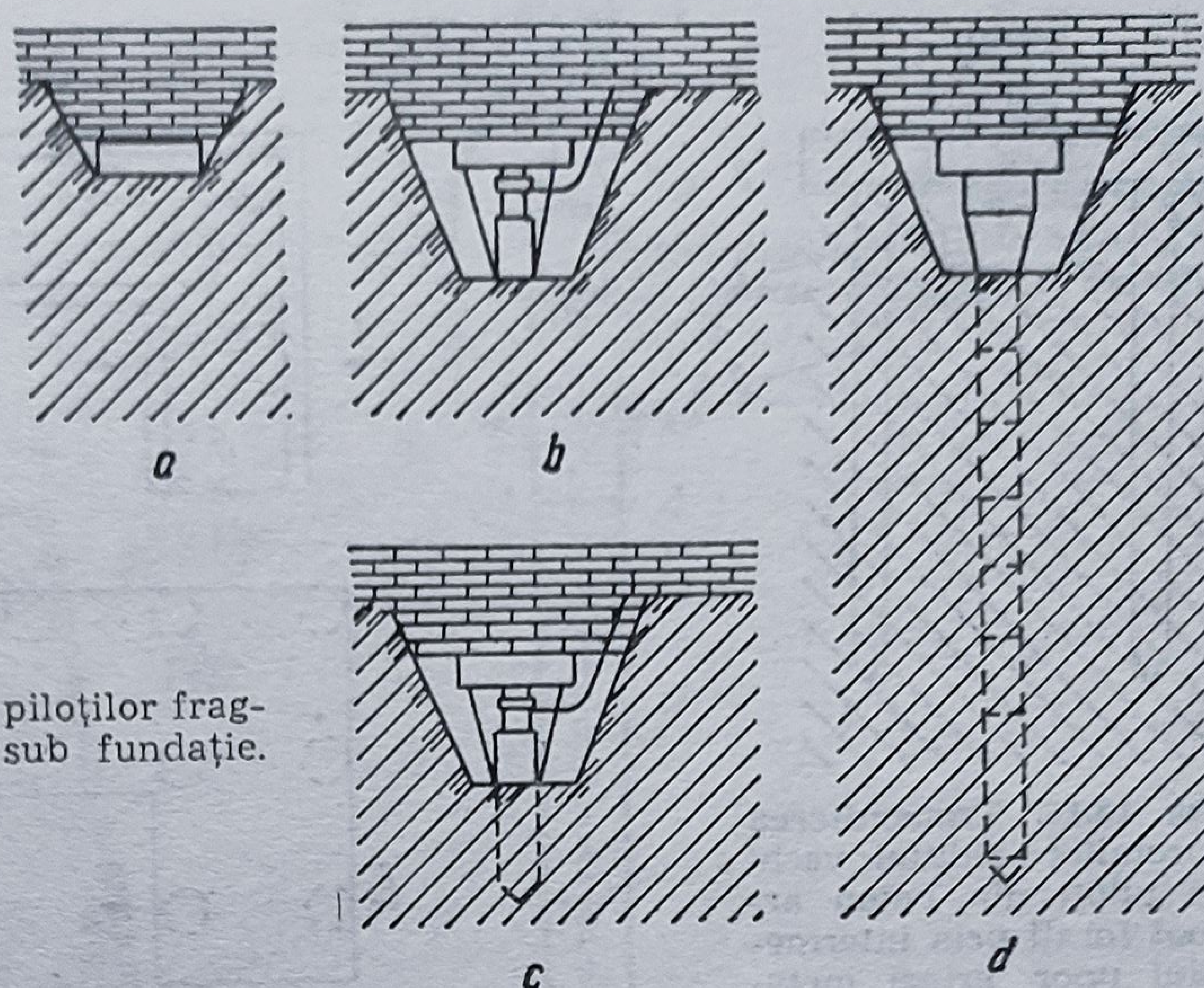


Fig. 18.15. Introducerea piloților fragmentați de tip Méga sub fundație.

pe rînd, prin presare cu ajutorul unor prese așezate pe capul pilotului și care se sprijină în partea superioară pe fundația existentă. După introducerea tronsoanelor pe lungimea necesară se toarnă la partea superioară un cuzinet de beton care cuprinde capul pilotului, asigurînd un contact cît mai intim între capul pilotului și fundația veche. Betonul respectiv este preparat cu ciment expansiv.

Acești piloți au secțiuni transversale circulare, cu diametre cuprinse între 23 . . . 45 cm, sau pătrate, cu latura de 45 cm, și sînt cunoscuți sub denumirea de piloți Méga.

În continuare se arată modul de introducere a acestor piloți direct sub fundația veche a unei clădiri. Inițial se realizează o grindă din beton armat dedesubtul unui tronson al fundației (fig. 18.15, *a*). Cu ajutorul unei prese intercalate între grinda din beton și capul pilotului, se introduce sub fundație primul element al pilotului (fig. 18.15, *b*). În figura 18.15, *c* și *d* se arată continuarea operațiilor de introducere a celorlalte elemente ale pilotului pînă la adîncimea dorită.

Consolidarea fundațiilor folosind piloții Méga oferă o serie de avantaje :

— introducerea piloților se face fără producerea de vibrații, de șocuri sau de zgomot ;

— piloții fiind introduși în pămînt fără forare este exclusă antrenarea materialului de sub fundațiile vecine ;

— introducerea piloților se poate efectua în spații libere foarte limitate etc.

O altă metodă de consolidare a fundațiilor cu piloți forați este cea arătată în figura 18.16, în care piloții sînt executați lateral zidului, iar încărcarea acestuia se transmite la pilot prin grinzi metalice.

O altă variantă a acestei metode constă în transmiterea încărcării zidului la piloți cu pinteni din beton armat.

În figura 18.17, *a*, *b* și *c*, se arată schematic o serie de posibilități de consolidare a fundațiilor unei clădiri cu ajutorul piloților din beton armat forați sau de tip Méga, așezați în diferite poziții.

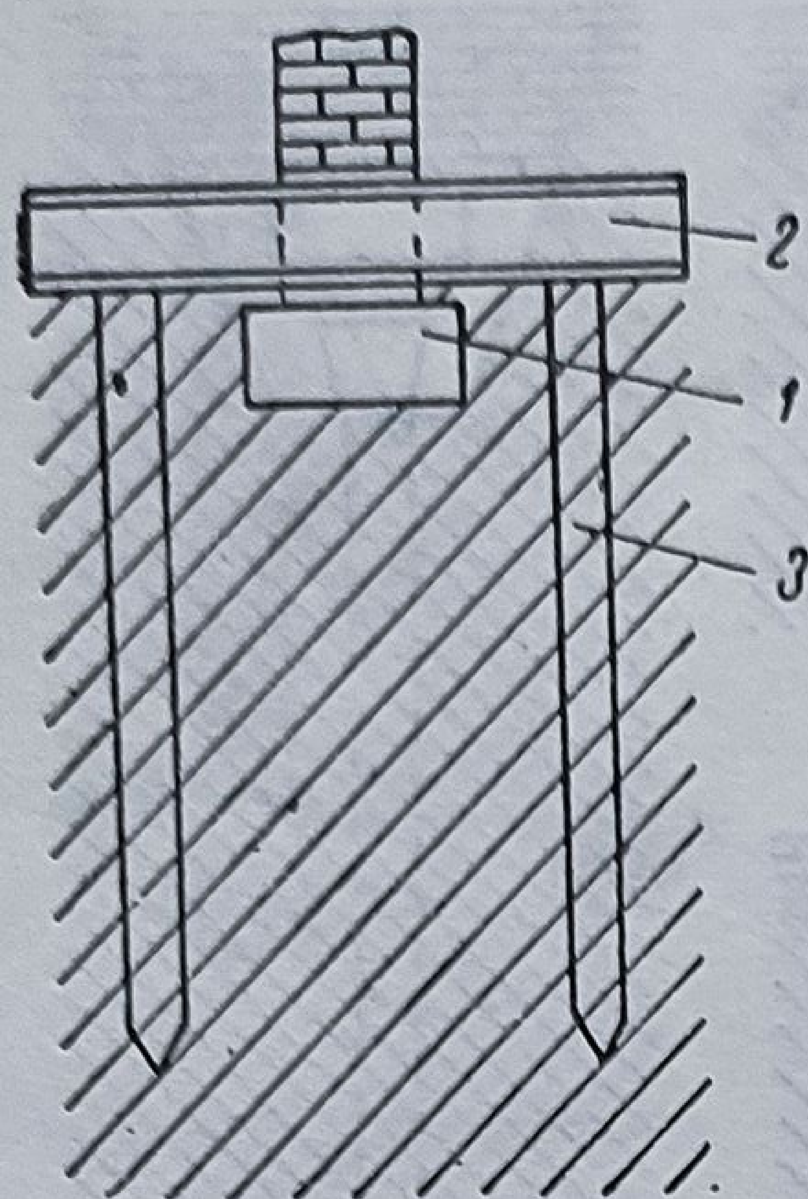


Fig. 18.16. Transmiterea sarcinilor zidului vechi la piloți din beton armat forați prin intermediul unor grinzi metalice :

1 — fundație; 2 — grinzi metalice; 3 — pilot.

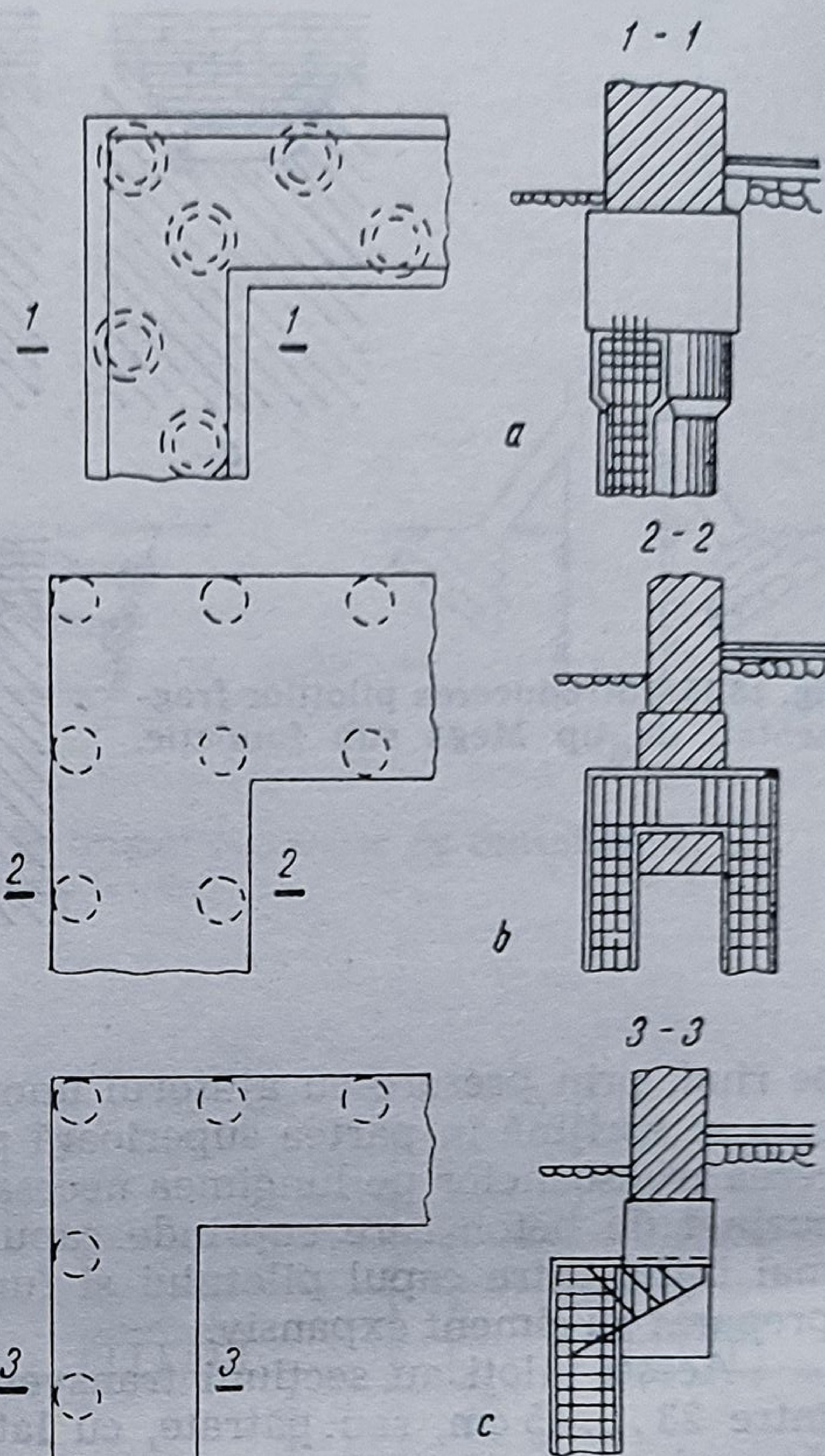


Fig. 18.17. Consolidări cu piloți din beton armat forați :

a, b și c — diferite posibilități de consolidare.

Alte posibilități de consolidare cu piloți forați sau piloți Méga sînt prezentate în figura 18.18.

În figura 18.19 se prezintă o soluție de consolidare cu pinten din beton armat rezemînd pe piloți.

Probleme de consolidare dintre cele mai dificile de soluționat le pune cedarea colțurilor clădirii. În asemenea cazuri este bine să fie făcută demolarea și reconstrucția fundației și zidăriei din nou. Această soluție de multe ori nu este posibil de realizat și atunci utilizarea diferitelor variante prezentate în figura 18.17 constituie una din puținele soluții de rezolvare.

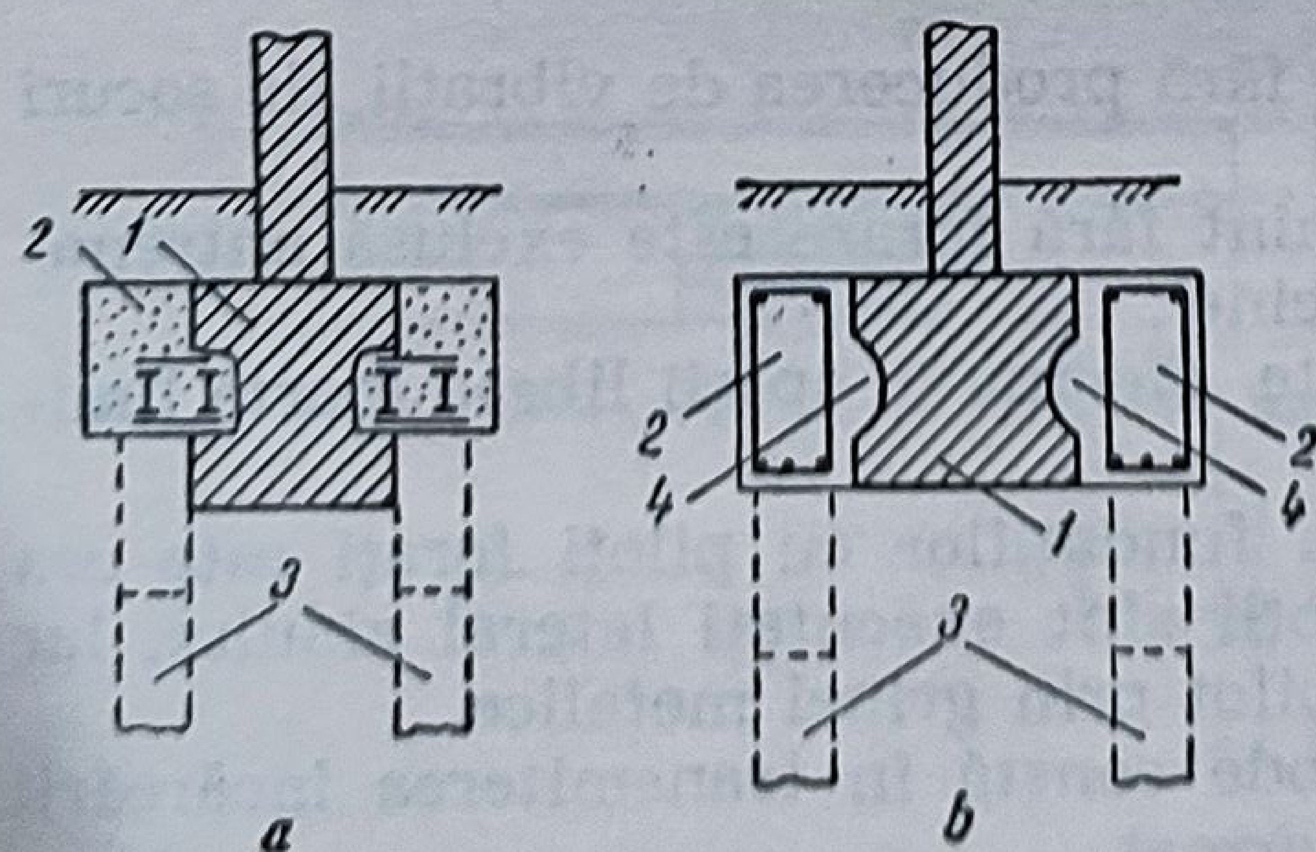


Fig. 18.18. Consolidare cu piloți Méga sau forați :

1 — fundație; 2 — grinzi; 3 — piloți forați; 4 — zonă de legătură grindă-fundație.

În figura 18.20 se prezintă o subzidire cu piloți Franki-Méga. La sistemul Franki-Méga se înfige în teren un pilot constituit din tronsoane prefabricate din beton armat de 35×30×76 cm, avînd în axă o gaură de 5 cm.

Partea de jos este prevăzută cu un vîrf ascuțit care este forțat să se

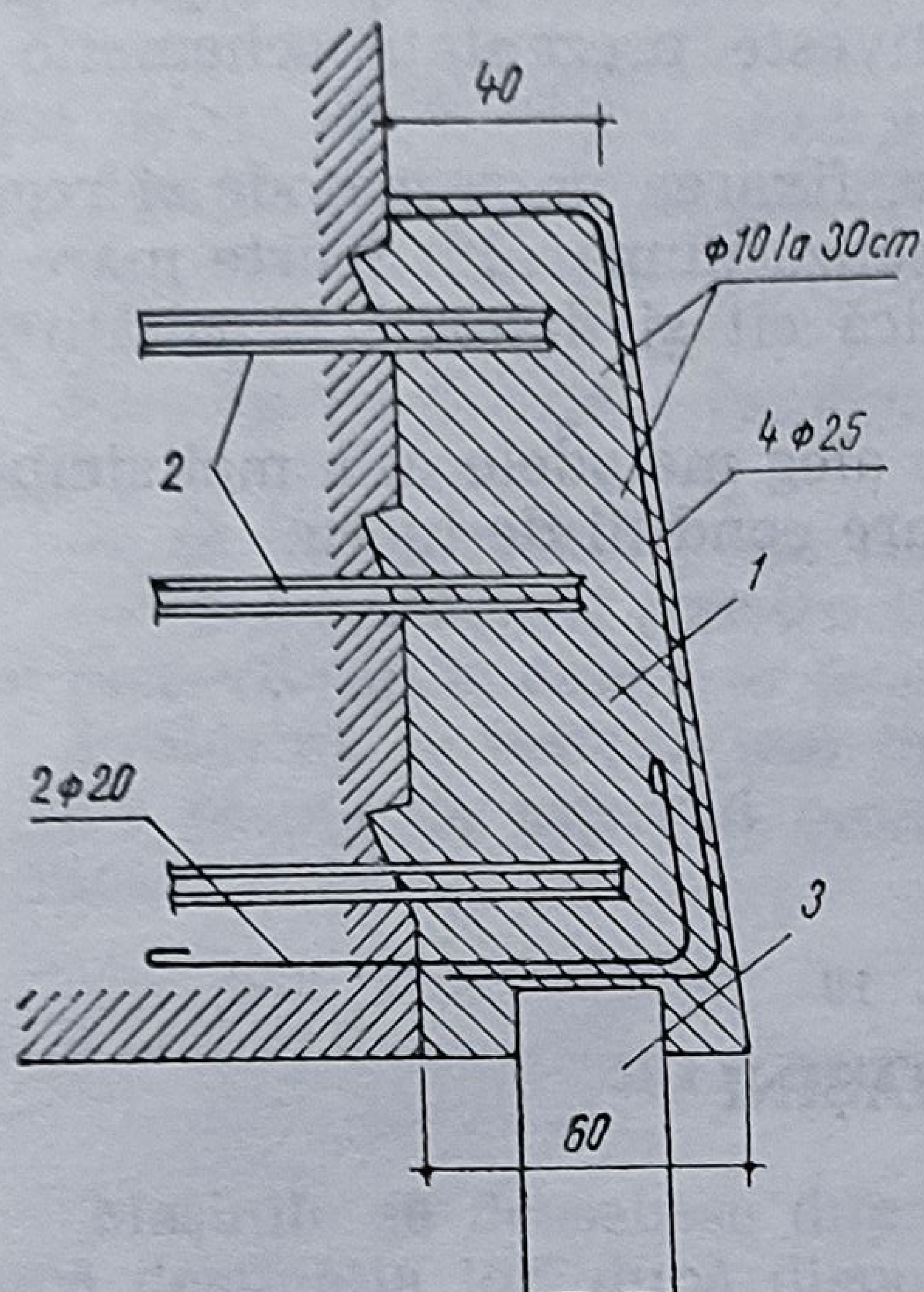


Fig. 18.19. Exemplu de consolidare cu pinten din beton armat și piloți forați :
1 — pinten din beton armat ; *2* — șină metalică ; *3* — pilot.

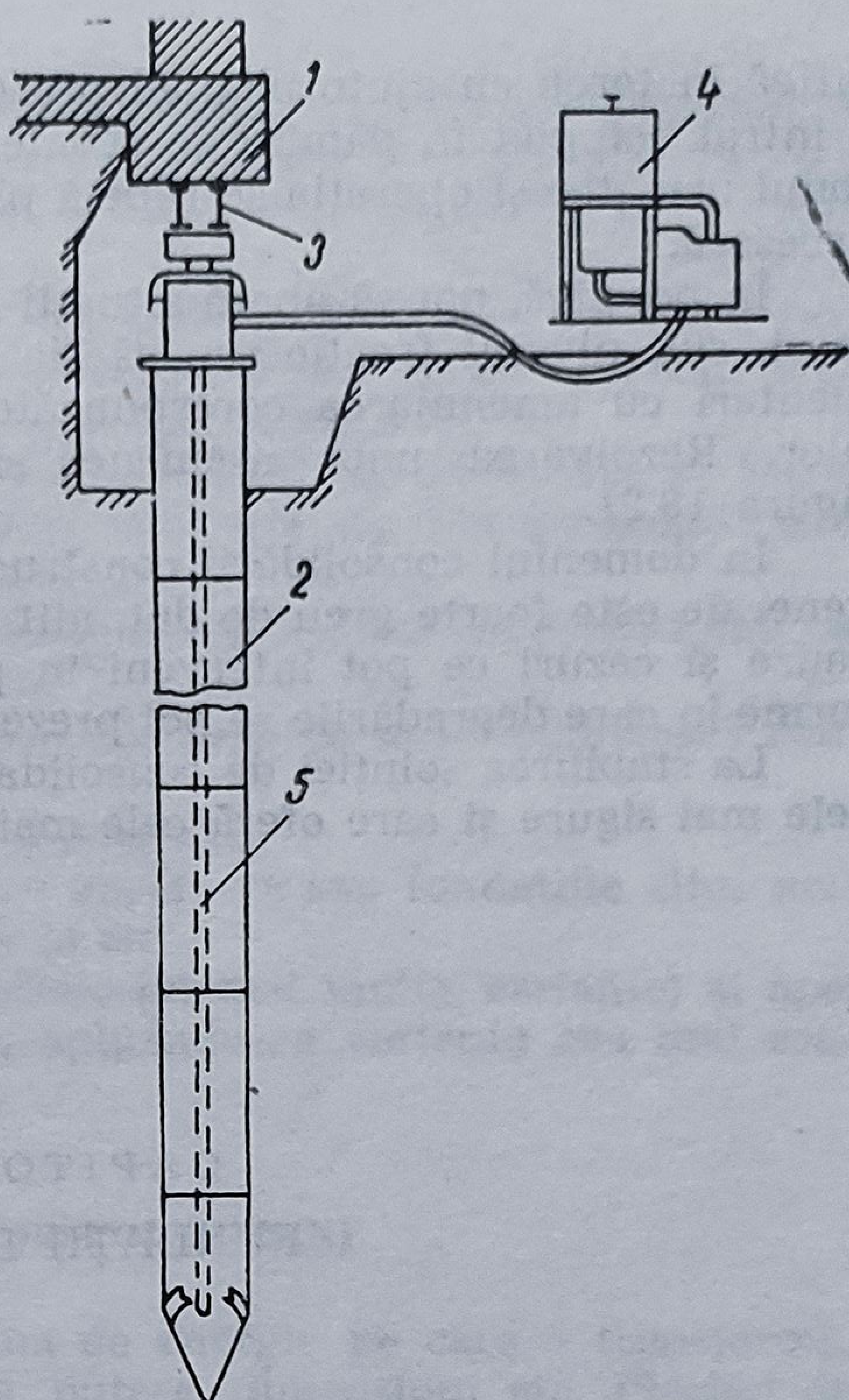


Fig. 18.20. Subzidire cu piloți forați sau cu piloți Franki-Méga :
1 — fundația veche ; *2* — tronson de pilot ; *3* — reazem ; *4* — presă ; *5* — gaură Ø 5 cm.

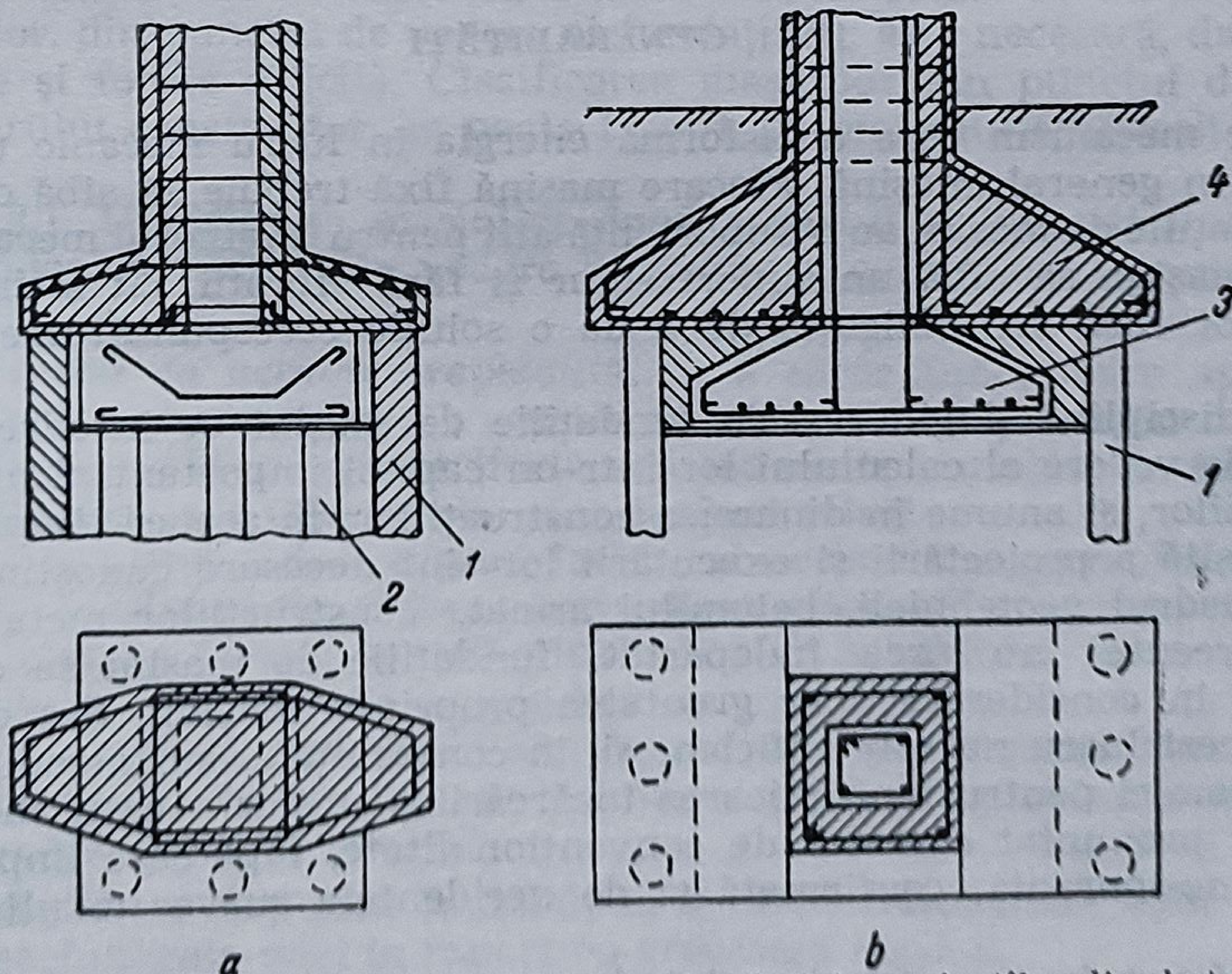


Fig. 18.21. Detalii de subzidire a fundației unui stîlp din beton armat la adîncime mare și sub nivelul apei freatice :
a — fundație pe piloți ; *1* — piloți noi ; *2* — piloți vechi ; *3* — fundație veche ; *4* — fundație nouă.
b — fundație directă consolidată cu ajutorul piloților.

înfigă în teren cu ajutorul unei prese hidraulice. După ce primul tronson a intrat complet în pămînt se scoate presa hidraulică, se introduce tronsonul următor și operația se repetă pînă se realizează capacitatea portantă necesară.

În practică, pot să apară situații care să necesite subzidiri la adîncimi mari, sub nivelul freatic sau să fie necesară execuția unor piloți suplimentari cu amenajarea corespunzătoare a radierului de pe capul piloților. Rezolvarea unor asemenea situații este prezentată schematic în figura 18.21.

În domeniul consolidării construcțiilor, fixarea unor metode și reguli generale este foarte greu de dat, atît din cauza numărului foarte mare de cauze și cazuri ce pot interveni în practică cît și datorită densității de forme în care degradările se pot prezenta.

La stabilirea soluției de consolidare se aleg metodele cele mai simple, cele mai sigure și care oferă cele mai ușoare condiții de lucru.

CAPITOLUL 19
FUNDAȚII DE MAȘINI

19.1. CONSIDERAȚII GENERALE ASUPRA STUDIULUI FUNDAȚIILOR DE MAȘINI

19.1.1. GENERALITĂȚI

Orice mecanism care transformă energia în lucru mecanic util este denumit, în general, mașină. Fiecare mașină fixă trebuie să aibă o fundație. Fundațiile de mașini au o importanță atît pentru inginerul mecanic care cere ca mașina să aibă un suport sigur și fără vibrații, cît și inginerul constructor care are obligația de a da o soluție corespunzătoare pentru fundație.

Ca disciplină inginerească, fundațiile de mașini se încadrează din punctul de vedere al calculului lor într-un capitol important al mecanicii construcțiilor, și anume în dinamica construcțiilor. În același timp, pentru buna reușită a proiectării și executării lor sînt necesare cunoștințe obținute în cadrul geotehnicii, betonului armat, construcțiilor metalice etc.

În trecutul nu prea îndepărtat, fundațiile de mașini se calculau luîndu-se în considerare doar greutatea proprie a mașinii. S-a observat însă că acest lucru nu este suficient și, în consecință, s-au introdus coeficienți dinamici pentru multiplicarea încărcărilor statice. Acești coeficienți aveau un pronunțat caracter de convenționalitate, fapt care imprima în calcul o nesiguranță, confirmată și de accidentele survenite ulterior în practică.

În măsura în care tehnica și industria s-au dezvoltat cerînd mașini moderne cu puteri și viteze mari de lucru, în aceeași măsură a crescut și importanța studiului fundațiilor acestor mașini. Începînd cu anul 1930

au apărut primele lucrări în acest domeniu. Dintre lucrările recent apărute se amintesc cele ale lui D. D. Barcan, O. A. Savinov, Gh. Buzdugan, Maior Şandor, E. Rausch, H. Lorenz etc.

Există două metode de calcul a fundaţiilor de maşini : metoda germană, cunoscută sub denumirea de „metoda forţei statice înlocuitoare" şi metoda sovietică denumită „metoda amplitudinilor".

Proiectarea fundaţiilor de maşini se bazează pe un studiu al întregului sistem de vibraţii. Acest sistem se compune din trei elemente : maşina ; fundaţia ; patul (terenul de fundare).

La rezolvarea corectă a unei fundaţii concură două aspecte : tehnic şi economic.

Sub aspect tehnic o fundaţie de maşină trebuie să îndeplinească condiţiile :

— să asigure o bună funcţionare a maşinii ;
— să nu afecteze construcţiile din apropiere sau fundaţiile altor maşini prin vibraţiile care s-ar transmite la ele.

Problema se rezolvă mai întîi tehnic (în mai multe variante) şi apoi se ţine seama de aspectul economic, aplicîndu-se varianta cea mai economică.

19.1.2. NOŢIUNI DESPRE MAŞINI

Maşinile se deosebesc după forma de energie pe care o transformă, după destinaţia lor, după dispozitive, putere, dimensiuni etc. Plecînd de la maşinile-unelte cele mai mici, pentru prelucrarea pieselor mărunte, există o varietate mare de maşini, ajungîndu-se pînă la laminoarele puternice, care ocupă suprafeţe de sute de metri pătraţi şi a căror masă ajunge la cîteva mii de tone. La o asemenea varietate de maşini o clasificare a lor, din punctul de vedere al fundaţiilor, este necesară, dar în acelaşi timp şi foarte dificilă. Clasificarea maşinilor din punctul de vedere al inginerului constructor se poate face după mai multe criterii.

19.1.2.1. **Clasificarea maşinilor după aspectul şi intensitatea acţiunilor dinamice.** Avîndu-se în vedere intensitatea acţiunilor dinamice, maşinile sînt :

— *Maşini cu acţiune trepidantă,* în a căror funcţionare apar forţe mari de inerţie neechilibrate ; acestea se mai numesc şi maşini cu acţiuni dinamice. Acţiunile dinamice (forţe sau momente variabile în timp) care apar în funcţionarea unei maşini sînt de două feluri :

— şocuri, adică acţiuni izolate şi neregulate provenite din loviturile produse prin căderea berbecilor pe saboţii ciocanelor mecanice, de frînarea bruscă sau eventuala rupere a cablului unui ascensor, acţiunea ciocanelor de concasoare etc. ;

— acţiuni periodice datorate maselor în mişcare rotativă sau alternativă. Ele pot fi forţe sau momente, a căror mărime variază în timp (de obicei, sinusoidal).

— Maşini cu acţiunea liniştită, în a căror funcţionare apar forţe de inerţie neechilibrate mici în raport cu greutatea maşinii.

Această clasificare este importantă pentru inginerul constructor, deoarece permite să se separe maşinile cu sarcini dinamice, care cer condiţii speciale pentru proiectarea şi execuţia fundaţiilor, de maşinile cu

acţiune liniştită, ale căror fundaţii se pot proiecta după regulile obişnuite la proiectarea fundaţiilor de clădiri sau alte construcţii.

În continuare se vor trata doar maşinile cu sarcini dinamice care, la rîndul lor, se pot clasifica după natura acţiunii dinamice (tab. 19.1).

TABELUL 19.1

Clasificarea maşinilor cu acţiuni dinamice

Grupa de maşini	Felul mişcării principale	Tipuri reprezentative de maşini
Grupa I Maşini cu acţiune periodică (mişcare stabilă)	Mişcare de rotaţie uniformă	Maşini electrice : generatoare electrice, motoare electrice etc.
		Turboagregate : turbogeneratoare, turbosuflante, turbocompresoare, pompe centrifuge
	Mişcare de rotaţie uniformă simultană cu mişcare rectilinie alternativă (du-te-vino)	Maşini cu mecanism bielă-manivelă : motoare cu abur, compresoare, pompe, motoare cu ardere internă, cadre de ferăstrău, gatere
Grupa II Maşini cu acţiune periodică (mişcare nestabilă)	Mişcare de rotaţie neuniformă	Motoare electrice pentru acţionarea laminoarelor, grupuri Leonard-Ilgner, generatoare etc.
	Mişcare du-te-vino urmată de un şoc izolat sau o succesiune de şocuri	Ciocane de forjat şi matriţat, concasoare

19.1.2.2. **Clasificarea maşinilor după regimul de frecvenţă al acţiunilor dinamice.** Valoarea frecvenţelor principale ale vibraţiilor permite o împărţire convenţională a maşinilor în trei grupe, în funcţie de turaţia de funcţionare a maşinii (n_m) :

— maşini rapide, $n_m > 1\,500$ rot/min. Din această grupă fac parte : turboagregatele şi majoritatea maşinilor electrice ;

— maşini cu viteză mijlocie, $n_m = 500 \ldots 1\,500$ rot/min, cum sînt motoarele Diesel, diferite compresoare etc. ;

— maşini lente, $n_m < 500$ rot/min, cum ar fi o parte dintre maşinile cu mecanism bielă-manivelă, concasoarele de toate tipurile, o parte din maşinile electrice (în special generatoarele mai puternice).

19.1.2.3. **Cauzele vibraţiilor maşinilor.** Vibraţiile produse de maşini se datoresc unor serii de cauze, cum sînt :

— Procesul tehnologic al maşinii. La ciocane, concasoare, laminoare, elevatoare, maşini pulsatoare pentru încercarea materialelor, însuşi procesul tehnologic impune realizarea unor şocuri izolate sau o succesiune de şocuri.

— Modul de funcţionare al maşinii. Maşinile cu mecanism bielă-manivelă prin însăşi construcţia lor constituie surse de sarcini dinamice, orizontale sau verticale care nu pot fi totdeauna echilibrate.

— Inexactitățile de execuție, care sînt curente, uneori inevitabile.
— Uzuri și defecte de funcționare, cum sînt : uzuri mari în lagăre sau jocuri mari care duc la dezechilibrarea arborelui ; uzuri neuniforme sau ruperea unor palete de pe rotorul turbinei ; fundații necorespunzătoare care amplifică vibrațiile proprii.

Vibrațiile produse de mașini produc fisuri ale zidurilor și tencuielilor, tasarea neuniformă a fundațiilor urmată de înclinarea stîlpilor și a zidurilor și zgomote amplificate adesea de ferestre, uși, învelitori metalice.

Atît vibrațiile mecanice cît și cele acustice sînt dăunătoare și sănătății omului. Cercetările au arătat că oamenii supuși influenței vibrațiilor suferă de insomnie, dureri de cap, stări de excitare nervoasă etc.

Efectele asupra mersului mașinilor, uzurii acestora, efectele asupra fundațiilor, asupra preciziei lucrului la mașini, asupra instalațiilor și aparatelor de măsurat etc. arată importanța studiului fundațiilor de mașini.

19.1.3. FUNDAȚIA MAȘINII

Rolul fundației de mașini este acela de a transmite terenului presiunile din sarcinile statice și dinamice, în așa fel ca să nu depășească valorile admise. Fundația mai trebuie să asigure mașinii un sprijin sigur, pentru a nu influența defavorabil funcționarea ei. Dimensiunile și greutatea fundației se stabilesc în așa fel ca pulsația ei să difere suficient de mult de pulsația forței perturbatoare, pentru a evita amplitudinile prea mari ale mișcării vibratorii, care ar putea dăuna bunei funcționări a mașinii.

Fundația se construiește din zidărie, beton, beton armat, oțel. Mai frecvent se folosește ca material de construcție betonul armat, zidăria mai rar (la fundații puțin importante), iar oțelul numai la fundații speciale în cadre.

Fundațiile de mașini, după modul lor de construcție, se împart în două tipuri principale : fundații masive (rigide) și fundații cu cadre (elastice).

Fundațiile masive (fig. 19.1 ; 19.2 ; 19.3) se folosesc la următoarele tipuri de mașini : mașinile cu mecanism bielă-manivelă, ciocane, cea mai mare parte din concasoare, mașini electrice de putere mijlocie, compresoare, pompe etc. Aceste fundații au formă de blocuri sau de plăci cu goluri pentru plasa-

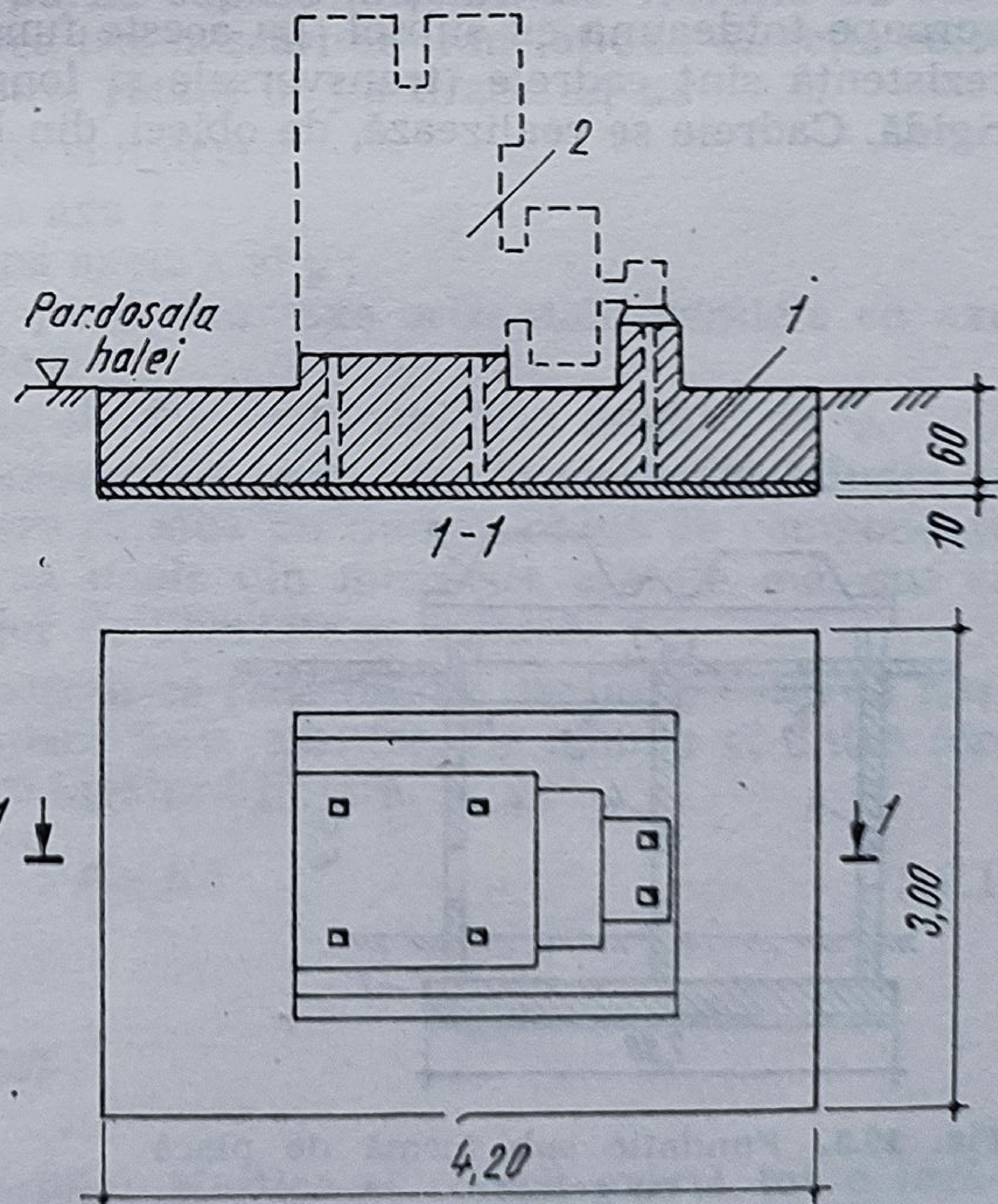


Fig. 19.1. Fundație masivă sub formă de bloc : 1 — fundație; 2 — mașină.

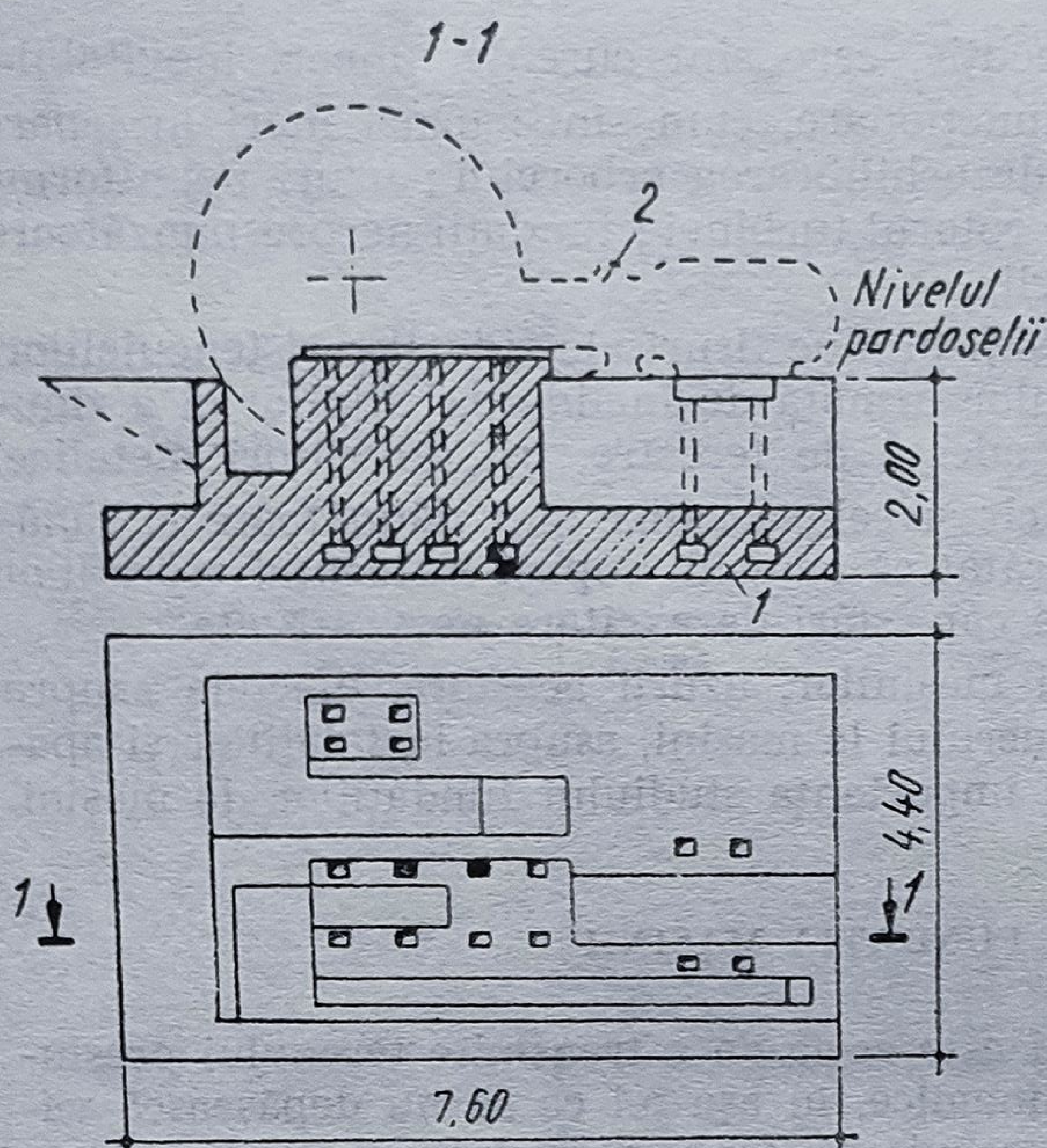


Fig. 19.2. Fundație masivă :
1 — fundație; 2 — compresor.

rea diferitelor părți din instalația mașinii, sau pentru deservirea mașinii în procesul de exploatare. Fundațiile masive se pot executa fără subsol sau cu subsol, în funcție de particularitățile instalațiilor mașinii. Cele cu subsol pot să aibă suprastructura masivă sau formată din pereți longitudinali sau transversali.

La fundațiile masive cu pereți, elementele de rezistență (pereții) se pot dispune longitudinal sau transversal.

În unele cazuri se instalează mai multe mașini pe același bloc de fundație. Această așezare este favorabilă în cazul mașinilor cu forțe mari de inerție, orizontale, neechilibrate.

Fundațiile în cadre (fig. 19.4) se aplică la mașini de înaltă frecvență cum ar fi turboagregatele și diferitele tipuri de turbine. Acestea sînt aproape totdeauna cu subsol. La aceste fundații, elementele principale de rezistență sînt cadrele (transversale și longitudinale) așezate pe o placă rigidă. Cadrele se realizează, de obicei, din beton armat sau din oțel.

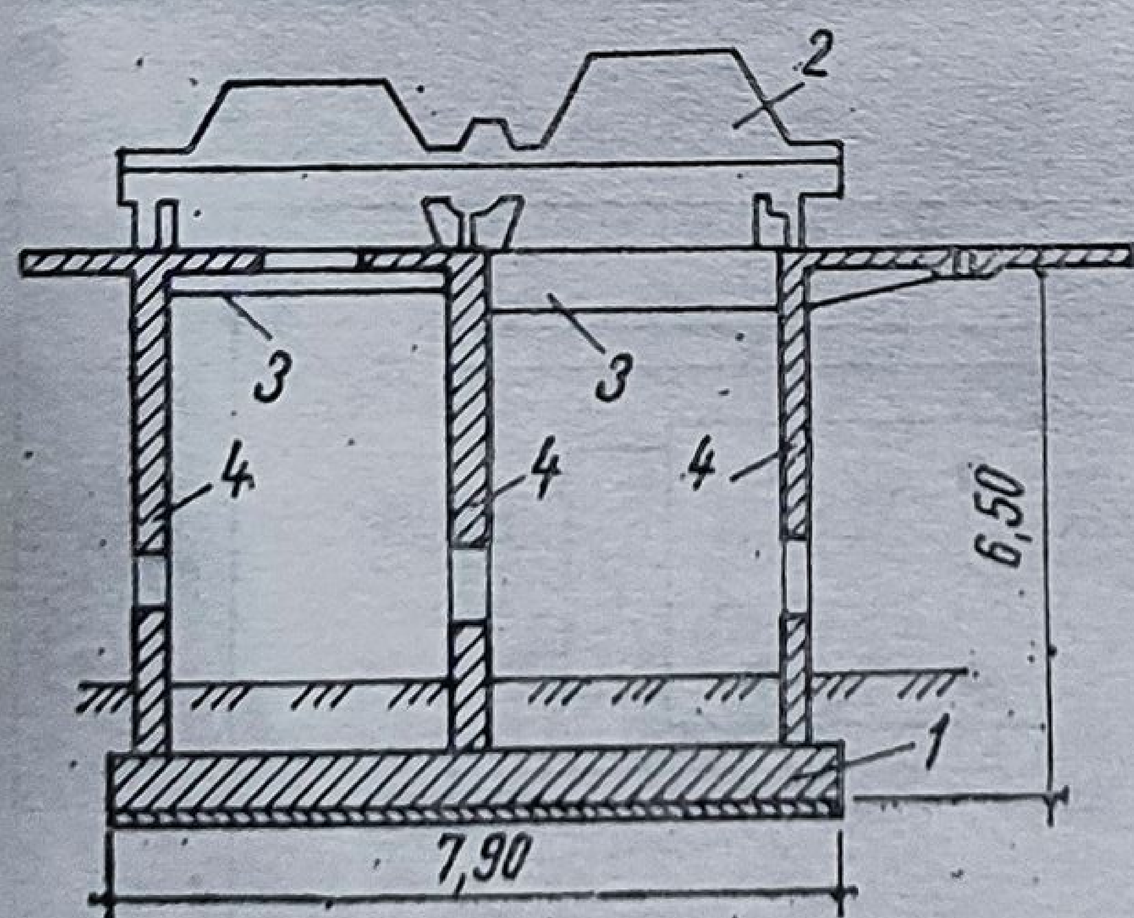


Fig. 19.3. Fundație sub formă de placă cu goluri :

1 — placă de bază; 2 — mașină; 3 — grindă; 4 — perete.

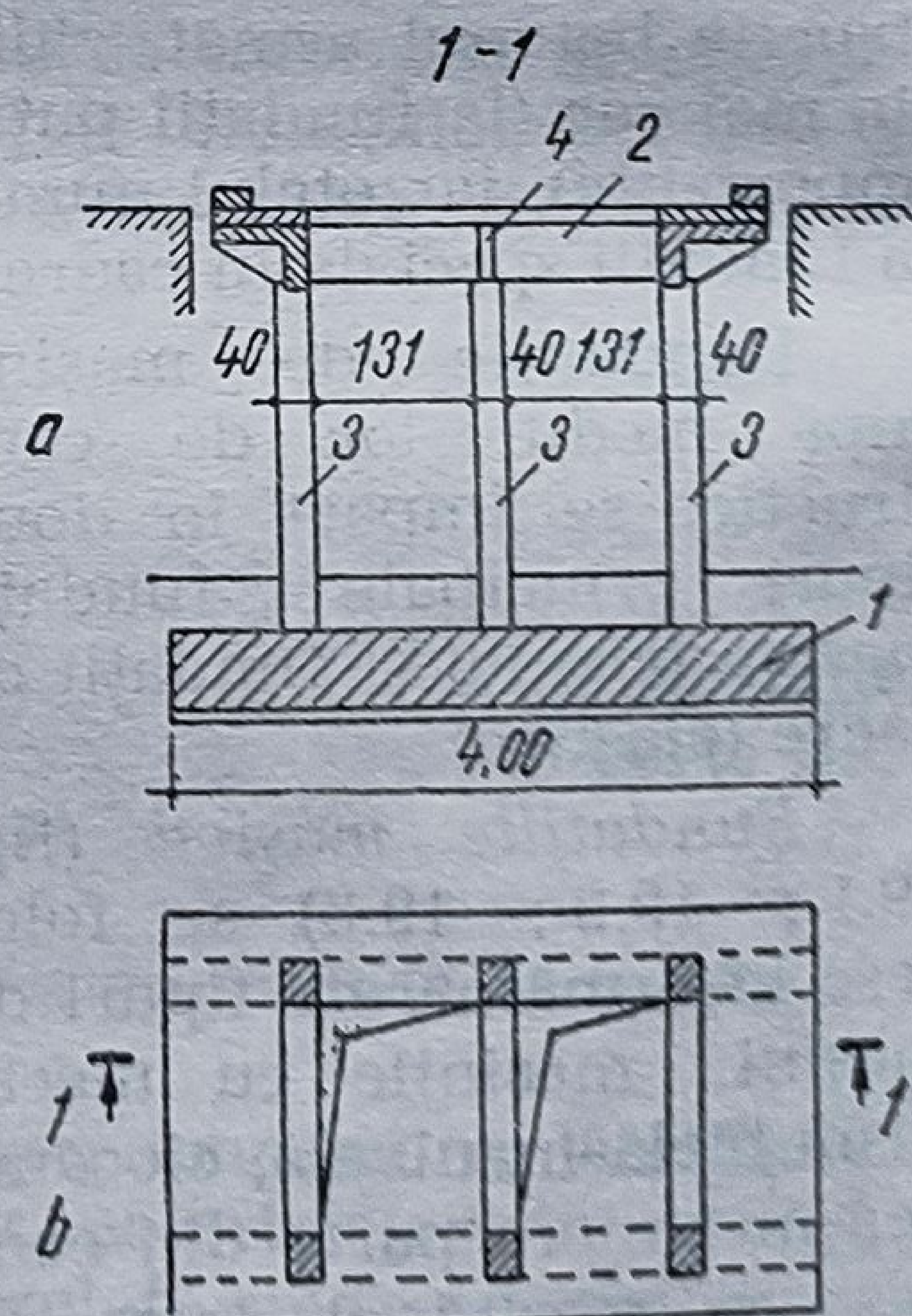


Fig. 19.4. Fundație în cadre :
a — vedere laterală; b — secțiune; 1 — placă rigidă; 2 — grindă; 3 — stîlpi-cadru; 4 — grindă-cadru (transversal).

19.1.4. PATUL

Rolul patului este acela de a prelua acțiunile dinamice (vibrații, șocuri) precum și încărcările statice, și de a le transmite terenului, constituind în același timp un suport sigur în exploatare.

Patul reprezintă al treilea element al sistemului de vibrații. Patul poate fi constituit din :

— terenul natural ;

— terenul consolidat pe cale chimică ;

— terenul consolidat pe cale mecanică (piloți etc.) ;

— straturi elastice (plută, pîslă, lemn etc.) ;

— elemente elastice discrete (resorturi din oțel, tampoane din cauciuc etc.).

19.2. VIBRAȚIILE FUNDAȚIILOR MASIVE

În cazul cel mai general, problema vibrațiilor unei fundații masive ar apărea ca studiul vibrațiilor unui solid introdus în semispațiul elastic. Soluția acestei probleme întîmpină greutăți în calculul matematic. Din această cauză este necesar să se facă o serie de ipoteze simplificatoare în legătură cu vibrațiile fundațiilor de mașini. Aceste ipoteze sînt :

— mașina și fundația formează un singur bloc rigid, avînd numai proprietăți elastice, caracterizate prin coeficienții de deformație.

În cazul mai general, corpurile supuse mișcării de vibrație au șase grade de libertate, adică pot avea trei mișcări de translație în direcția celor trei axe carteziene (z, x, y) și trei rotații în jurul acestor axe.

Mișcările de vibrații posibile sînt deci :

— vibrațiile verticale după axa z ;

— vibrațiile orizontale după axele x și y ;

— vibrațiile de rotație în jurul unor axe orizontale paralele cu axa x și y, măsurate prin unghiurile φ ;

— vibrații de rotație în jurul axei verticale, prin unghiurile ψ.

Datorită unor asimetrii constructive care apar la mașini se admite ca forțele și cuplurile perturbatoare să aibă un număr redus de componente sau poziții particulare, astfel că unele din mișcările arătate mai sus să nu apară, deci numărul gradelor de libertate se reduce.

Greutatea fundației și a mașinii ce reazemă pe mediul elastic dă naștere la deplasări care fac să apară forțe elastice. Se admite că între forțele elastice și deplasări există o legătură liniară.

$$P = K\delta \qquad (19.1)$$

unde :

P este forța elastică ;

K — constanta elastică ;

δ — deplasarea.

Analog, între cuplurile forțelor elastice și rotații există tot o legătură liniară :

$$M = K_{rot}\varphi. \qquad (19.2)$$

Cele două relații iau diferite forme după natura elementului elastic şi după mişcarea ce cauzează deformația.

$$R_x = K_x X = \frac{1}{\delta_x} X \qquad (19.3)$$

$$R_y = K_y Y = \frac{1}{\delta_y} Y \qquad (19.4)$$

$$R_z = K_z Z = \frac{1}{\delta_z} Z \qquad (19.5)$$

$$L_\varphi + K_\varphi \varphi = \frac{1}{\varphi_x} \varphi = \frac{1}{\varphi_y} \varphi \qquad (19.6)$$

$$L_\psi = K_\psi \psi = \frac{1}{\varphi_z} \psi \qquad (19.7)$$

unde :

R reprezintă reacțiunile (forțele) elastice ;
$K_{x,y,z}$ — constante elastice pentru deformațiile de translație ;
$K_{\varphi,\psi}$ — constante elastice pentru rotații ;
L — reacțiunile datorate cuplurilor forțelor elastice.

Partea din dreapta a formulelor obținută prin înlocuirea $K = \frac{1}{\delta}$ este dată după metoda lui Rausch.

Pentru terenul de fundare, determinarea constantelor elastice se face pornind de la coeficienții elastici C_x, C_y, C_z pentru translații, respectiv C_φ şi C_ψ pentru rotații :

$$K_z = C_z S \quad [\text{daN/cm}] \qquad (19.8)$$

$$K_x = K_y = C_x S = C_y S \qquad (19.9)$$

$$K_{\varphi x} = C_\varphi I_x \qquad (19.10)$$

$K_{\varphi y} = C_\varphi I_y$ — cînd laturile fundației sînt egale

$$K_\psi = C_\psi I_z,$$

unde :

S este suprafața tălpii fundației ;
I — momentul de inerție.

S-a spus că o greutate aşezată pe un mediu elastic produce o deformație elastică.

Dacă se admite că această deformație va fi numai pe direcția verticală rezultă

$$\delta_0 = Z = \frac{G}{K_z} = \frac{G}{C_z S} = G\delta_z. \qquad (19.11)$$

În cazul unei forțe orizontale ce nu produce rotire rezultă

$$\delta = X = \frac{P}{K_x} = \frac{P}{C_x S} = P\delta_x. \qquad (19.12)$$

În calcul se va folosi noțiunea de centrul forțelor elastice ce se află în planul suprafeței tălpii fundației, care este de fapt centrul de greutate al acesteia.

Axele elastice principale se află în planul tălpii fundației și originea lor corespunde cu centrul de inerție al suprafeței tălpii fundației.

În calculele vibrațiilor se folosesc constante elastice, care, așa cum s-a văzut, exprimă legătura între eforturi și deformații, respectiv între cuplul și rotire, astfel :

k_z — constanta elastică pentru mișcarea de translație verticală în daN/cm ;

k_x — constanta elastică pentru mișcarea de lunecare orizontală în daN/cm.

Constantele k_z și k_x reprezintă eforturile care produc o deplasare verticală, respectiv orizontală (prin lunecare) unitară :

k_φ este constanta elastică pentru mișcarea de rotație în jurul axei orizontale y, în daN/cm, sau kN/m ;

k_ψ este constanta elastică pentru mișcarea de rotație în jurul axei verticale z, în daN/cm ($k_\psi = C_\psi I_z$).

Constantele k_φ, k_ψ reprezintă cuplurile care produc o rotire unitară (în radiani) în jurul axei y, respectiv z.

Valorile inverse ale constantelor elastice se numesc deplasări elastice ;

$\delta_z = \frac{1}{k_z}$ este deplasarea elastică verticală k_z produsă de efortul unitar, în cm/daN ;

$\delta_x = \frac{1}{k_x}$ — deplasarea elastică orizontală, produsă de efortul unitar, în cm/daN ;

$\varphi_y = \frac{1}{k_\varphi}$ — rotirea elastică în jurul axei orizontale y, produsă de un cuplu unitar în rad/kN ;

$\psi_z = \frac{1}{k_\psi}$ — rotirea elastică în jurul axei verticale, produsă de un cuplu unitar, în rad/kN.

Forțele perturbatoare periodice care acționează asupra fundațiilor produc vibrații forțate (întreținute) ale ansamblului fundație-mașină, care au aceeași pulsație ca forța perturbatoare.

Prima problemă în studiul vibrațiilor este stabilirea pulsațiilor proprii, care, comparate cu pulsația ω a forțelor perturbatoare, arată dacă există sau nu pericolul de rezonanță.

A doua problemă este determinarea amplitudinilor vibrațiilor forțate, care vor trebui să fie mai mici decît amplitudinile admise.

Calculul amplitudinilor se efectuează pe etape, în funcție de natura vibrațiilor care apar.

19.2.1. VIBRAȚII LIBERE VERTICALE NEAMORTIZATE

Fie un corp rigid așezat pe reazeme elastice. În poziția de repaus apar forțele :

$$G = mg \text{ (greutatea corpului) ;}$$
$$R = -mg \text{ (reacțiunea elastică).} \quad (19.13)$$

Prin corpul de masă m se înțelege ansamblul fundație-mașină iar resortul înlocuiește terenul de fundare (patul elastic).

În mișcare apar forțele :

$$G = mg$$
$$R_z = -mg - K_z Z.$$

Întrucît mişcarea se produce cu acceleraţie, pornind de la $F=m\cdot a$ se poate scrie :

$$m\frac{dz^2}{dt^2}=\sum Z\ ; \tag{19.14}$$

$$a=\frac{d^2z}{dt^2}\ ; \tag{19.15}$$

$$m\frac{d^2z}{dt^2}=mg-mg-K_zZ\ ; \tag{19.16}$$

$$\frac{d^2z}{dt^2}+\frac{K_z}{m}Z=0. \tag{19.17}$$

Se notează

$$p_z^2=\frac{K_z}{m}, \tag{19.17 a}$$

pulsaţia ansamblului fundaţie plus maşină.

Ecuaţia devine

$$\frac{d^2z}{dt^2}+p_z^2Z=0, \tag{19.18}$$

care este o ecuaţie diferenţială de ordinul 2 care admite soluţii de forma :

$$Z_1=A\cos p_zt \tag{19.19}$$

$$Z_2=B\cos p_zt \tag{19.20}$$

$$Z=A\cos p_zt+B\sin p_zt \tag{19.21}$$

unde A şi B sînt constante ce se determină din condiţii de margine.

Calculul pulsaţiei proprii p_z :

$$p_z=\sqrt{\frac{K_z}{m}}=\sqrt{\frac{K_zg}{G}}=\sqrt{\frac{g}{\delta_0}}=\sqrt{\frac{g}{G\delta_z}}; \tag{19.22}$$

ţinînd cont de $\sigma_0=\frac{G}{S}$, p_z se mai poate scrie

$$p_z=\sqrt{\frac{K_zg}{\sigma_0S}}=\sqrt{\frac{C_zSg}{\sigma_0S}}=\sqrt{\frac{C_zg}{\sigma_0}}. \tag{19.23}$$

Calculul turaţiei proprii n_0 corespunzătoare pulsaţiei proprii. Pornind de la definirea perioadei

$$T=\frac{2\pi}{p_z}, \tag{19.24}$$

$$f=\frac{1}{T}\ \text{(frecvenţa)},\quad f=\frac{p_z}{2\pi} \tag{19.25}$$

$$n_0=60f=60\frac{p_z}{2\pi}=\frac{60}{2\pi}\sqrt{\frac{g}{\delta_0}}\approx\frac{60}{2\pi}\frac{3{,}3}{\sqrt{\delta_0}},\quad n_0=\frac{300}{\sqrt{\delta_0}}\ \text{rot/min.} \tag{19.26}$$

Acest tip de vibraţii libere neamortizate nu se întîlnesc în realitate.

19.2.2. VIBRAŢII LIBERE VERTICALE AMORTIZATE

Se înlocuiesc la fel masa fundaţiei şi a maşinii cu o masă punctiformă, iar patul elastic cu un resort. În realitate datorită frecărilor apar şi pierderi de energie care duc la amortizarea vibraţiilor.

Rezistenţele neelastice (care introduc amortizarea) sînt proporţionale cu viteza oscilaţiilor şi au forma $-C\frac{dz}{dt}$, unde C este o constantă ce caracterizează rezistenţa vîscoasă a pămîntului şi este denumit coeficient de rezistenţă a pămîntului.

Ecuaţia de echilibru ia forma următoare :

$$m\frac{d^2z}{dt^2}=mg-mg-K_zZ-C\frac{dz}{dt}; \quad (19.27)$$

$$\frac{d^2z}{dt^2}+2n\frac{dz}{dt}+p_z^2Z=0, \quad (19.28)$$

în care s-au făcut notaţiile

$$p_z^2=\frac{K_z}{m} \quad (19.29)$$

şi

$$2n=\frac{C}{m}, \quad (19.30)$$

unde n este coeficient de amortizare.

Această ecuaţie diferenţială de ordinul 2 se rezolvă pornind de la ecuaţia caracteristică.

$$n^2+2nr+p_z^2=0 \begin{cases} r_1=-n+\sqrt{n^2-p_z^2} \\ r_2=-n-\sqrt{n^2-p_z^2} \end{cases} \quad (19.31)$$

Deoarece în cazul terenului de fundare n are o valoare foarte mică, rezultă că $p_z^2>n_z^2$ şi sub radical apare o valoare negativă. Pentru a înlătura acest neajuns se notează $p_1^2=p_z^2-n^2$; p_1 reprezintă pulsaţia proprie a mişcării libere amortizate.

Amplitudinea este dată de relaţia

$$a_1=a\,e^{-nt}$$

Se observă că dacă timpul sau n creşte, a_1 tinde către zero.

Frecvenţa se determină cu relaţia

$$f=\frac{1}{T}=\frac{p_1}{2\pi}=\frac{\sqrt{p_z^2-n^2}}{2\pi}. \quad (19.32)$$

Intensitatea amortizării este caracterizată prin decrementul logaritmic θ :

$$\theta=\ln\frac{a_n}{a_{n+1}}, \quad (19.33)$$

în care a_n, a_{n+1} sînt două amplitudini consecutive pe care înlocuindu-le cu valorile lor θ devine

$$\theta = \ln \frac{ae^{-nt}}{ae^{-n(t+T)}} = \ln e^{nT} = nT, \tag{19.34}$$

deci

$$\theta = nT,$$

unde T este perioada vibrației, și înlocuind $n = \frac{c}{2m}$ rezultă

$$\theta = \frac{c}{2m} T = \frac{n \cdot 2}{\sqrt{p_z^2 - n^2}}; \tag{19.35}$$

dacă $n^2 \ll p_z^2$ atunci

$$\theta = \frac{2\pi n}{p_z}. \tag{19.36}$$

19.2.3. VIBRAȚII VERTICALE FORȚATE (ÎNTREȚINUTE)

Asemenea vibrații apar atunci cînd ansamblul fundație-mașină se află în mișcare sub acțiunea unei forțe verticale periodice $P_z(t)$.

De cele mai multe ori, forța perturbatoare $P_z(t)$ variază după o lege sinusoidală (este o armonică sau o sumă de armonice) :

$$P_z(t) = P_{zo} \sin \omega t, \tag{19.37}$$

unde :

P_{zo} este valoarea maximă a forței perturbatoare, în kN ;
$\sin \omega t$ — pulsația forței perturbatoare, în s^{-1}.

Ecuația mișcării în acest caz, prin analogie cu vibrația liberă verticală va fi

$$\frac{d_z^2}{dt^2} + p_z^2 \cdot z = q \sin \omega t, \tag{19.38}$$

unde :

$$p_z^2 = \frac{k_z}{m}, \quad q = \frac{p_{zo}}{m}. \tag{19.39}$$

Pentru partea a doua, soluția particulară este

$$z_1 = C \sin \omega t. \tag{19.40}$$

Înlocuind în ecuația mișcării valorile z_1, z_1' și z_1'' și identificînd termenii se obține

$$C = \frac{q}{p_z^2 - \omega^2}. \tag{19.41}$$

Soluția generală a ecuației diferențiale va fi

$$z = A \cos p_z t + B \sin p_z t + \frac{q}{p_z^2 - \omega^2} \sin \omega t. \tag{19.42}$$

Primii doi termeni reprezintă vibrația liberă, iar ultimul vibrația forțată.

Din (19.40) şi (19.41) se vede că amplitudinea vibraţiei este

$$C = A_z = \frac{P_{z0}}{k_z} \cdot \frac{1}{1 - \frac{\omega^2}{p_z^2}}. \quad (19.43)$$

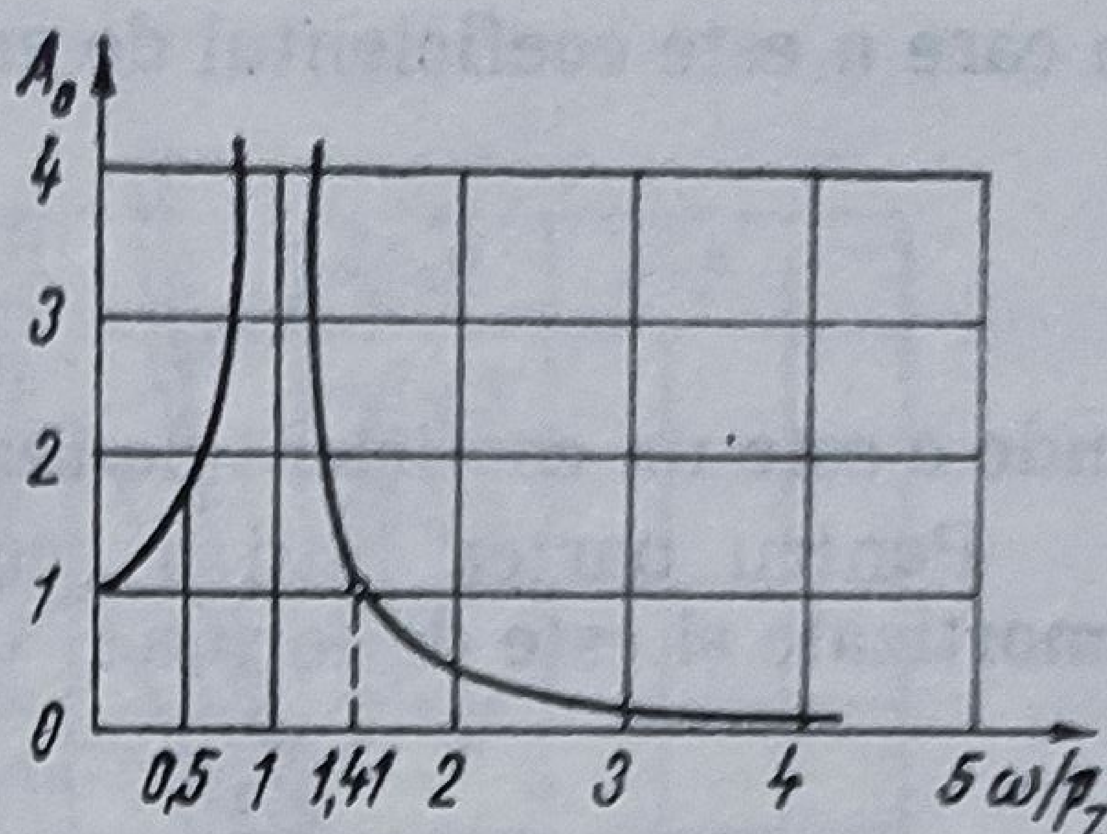


Fig. 19.5. Variaţia factorului la amplificarea A_0 în funcţie de raportul $\frac{\omega}{p_z}$ (vibraţie neamortizată).

În studiul vibraţiilor forţate elementul esenţial care determină mărimea amplitudinilor este factorul de amplificare A_0;

$$A_0 = \frac{1}{1 - \frac{\omega^2}{p_z^2}}. \quad (19.44)$$

Inginerul Rausch notează factorul de amplificare cu η.

$$A_z = \frac{P_{z0}}{K_z} A_0, \quad (19.45)$$

Raportul $\frac{P_{z0}}{k_z} = \sigma$ (săgeata sub sarcina P_{z0}),

deci :

$$A_z = \delta A_0, \quad (19.46)$$

Raportul $\frac{\omega}{p_z}$ poate varia între 0 şi ∞, în funcţie de valorile ω şi p_z. În figura 19.5 se dă variaţia factorului de amplificare A_0 în funcţie de raportul $\frac{\omega}{p_z}$.

Din diagramă se constată că :

— efectul rezonanţei se simte pe porţiunea : $0{,}5 \leqslant \frac{\omega}{p_z} < 1{,}5$;

— dacă maşina funcţionează sub pulsaţie critică $\omega < p_z$, deci $\frac{\omega}{p_z} < 1$, factorul de amplificare $A_0 > 1$, deci efectul forţei perturbatoare este mai mare decît cel static ;

— dacă $\frac{\omega}{p_z} > 1{,}5$ maşina funcţionează peste pulsaţia critică $A_0 < 1$. În cazul acesta nu este vorba de amortizare propriu-zisă cu pierdere de energie, ci numai de o modificare a vibraţiei. Se observă astfel avantajul ca maşina să funcţioneze cu turaţii superioare celor critice ;

— amortizarea propriu-zisă este utilă în vecinătatea rezonanţei şi practic fără efect în afara acesteia.

19.2.4. VIBRAŢII VERTICALE FORŢATE CU AMORTIZARE

Dacă la mişcarea verticală forţată se adaugă şi efectul amortizării din partea terenului, apare vibraţia forţată cu amortizare. În acest caz, ecuaţia mişcării se scrie prin analogie cu a vibraţiei libere cu amortizare şi vibraţiei verticale forţate :

$$\frac{d^2z}{dt^2} + 2n\frac{dz}{dt} + p_z = q \sin \omega t\,; \quad (19.47)$$

în care n este coeficientul de amortizare avînd valoarea

$$2n = \frac{c}{m},$$

unde c este un coeficient de rezistență.

Pentru partea întîi a ecuației, soluția este similară vibrației libere amortizate și este de forma :

$$z = e^{-nt} (A \cos p_1 t + B \sin p_1 t) \tag{19.48}$$

Pentru partea a doua a ecuației, soluția particulară este :

$$z_1 = C \sin \omega t + D \cos \omega t. \tag{19.49}$$

Înlocuind expresiile z_1, z_1' și z_1'' în ecuația diferențială a mișcării și identificînd coeficienții lui $\cos \omega t$ și $\sin \omega t$, se determină în ultimă instanță valorile constantelor C și D :

$$C = q \frac{p_x^2 - \omega^2}{(p_x^2 - \omega^2)^2 + 4n^2\omega^2}, \tag{19.50}$$

$$D = -q \frac{2n}{(p_x^2 - \omega^2)^2 + 4n^2\omega^2}. \tag{19.51}$$

Soluția generală a vibrației forțate cu amortizare este dată de suma celor două soluții :

$$z = e^{-nt} (A \cos p_1 t + B \sin p_1 t) + C \sin \omega t + D \cos \omega t. \tag{19.52}$$

Primul membru al soluției generale reprezintă vibrația liberă amortizată. El se anulează repede din cauza termenului e^{-n} și rămîn pentru vibrația întreținută cu amortizare doar ultimii doi termeni.

Această expresie se poate scrie și sub forma

$$z = C \left(\sin \omega t + \frac{D}{C} \cos \omega t \right), \tag{19.53}$$

care după transformări va fi :

$$z = \frac{P_{zo}}{k_z} \frac{1}{\sqrt{\left(1 - \frac{\omega^2}{p_z^2}\right)^2 + \frac{4n^2\omega^2}{p_z^4}}} \sin(\omega t + \alpha). \tag{19.54}$$

Amplitudinea vibrației forțate cu amortizare va fi :

$$A_z = \frac{P_{zo}}{k_z} A_0, \tag{19.55}$$

unde $A_0 = \eta$ este factorul de amplificare în cazul vibrației forțate cu amortizare ;

$$A_0 = \eta = \frac{1}{\sqrt{\left(1 - \frac{\omega^2}{p_z^2}\right)^2 + \frac{4n^2\omega^2}{p_z^4}}}. \tag{19.56}$$

Factorul de amplificare este elementul fundamental în studiul vibrației forțate cu amortizare.

Reprezentarea grafică a factorului de amplificare în funcție de valorile raportului $\frac{\omega}{p_z}$ și pentru diferite valori ale raportului $\frac{2n}{p_z}$ este dată în figura 19.6.

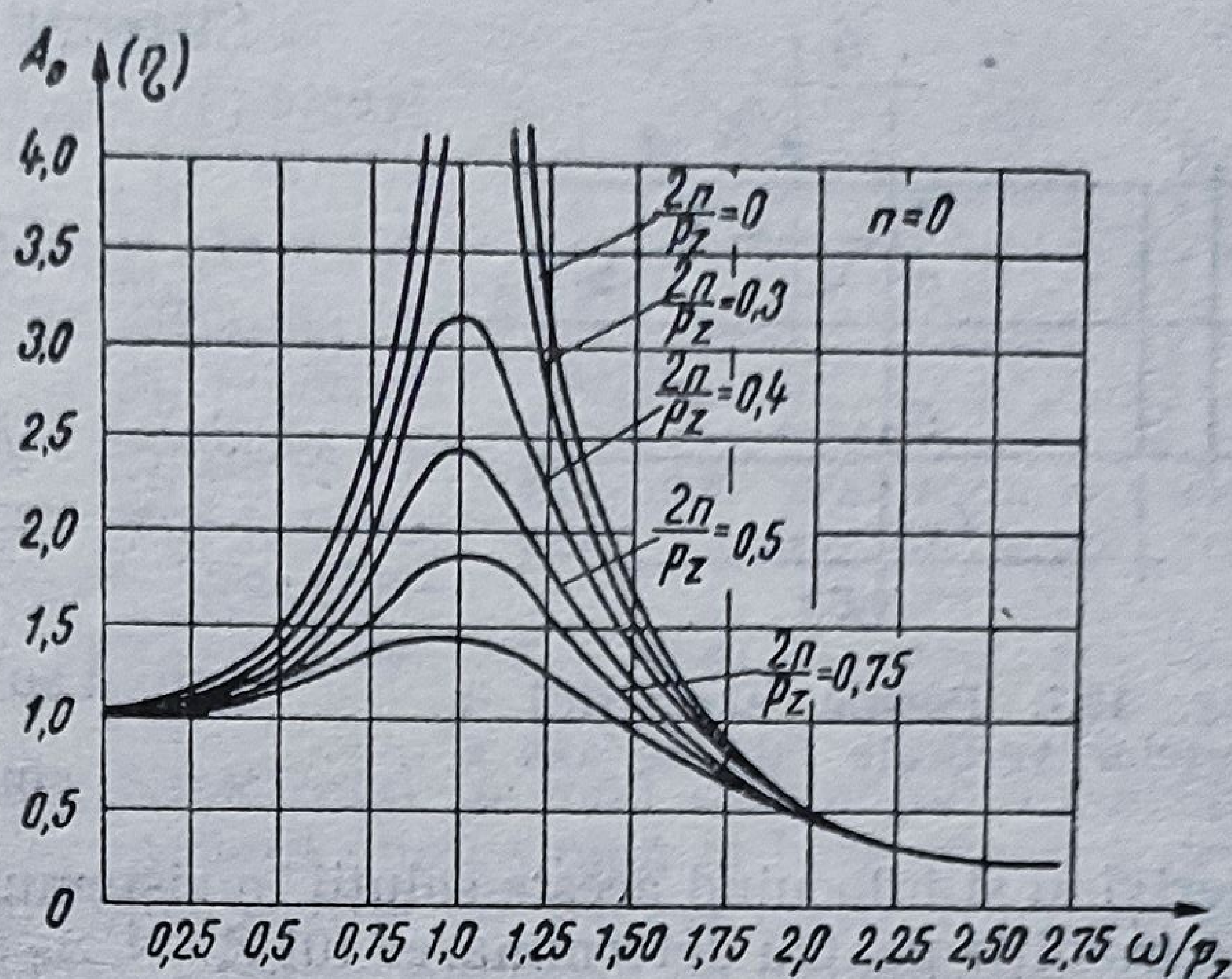


Fig. 19.6. Variația factorului de amplificare pentru diferite valori ale raportului $\frac{2n}{p_z}$ (vibrație amortizată).

Din graficele trasate se constată următoarele:

— pentru valori mici ale raportului $\frac{\omega}{p_z}$, adică $0 \leqslant \frac{\omega}{p_z} \leqslant 0{,}5$, aproape toate valorile A_0 sînt aceleași, ceea ce arată că amortizarea nu are efect din punct de vedere practic;

— pentru valori mari ale raportului $\frac{\omega}{p_z}$, adică $\frac{\omega}{p_z} > 1{,}5$, toate valorile lui A_0 sînt aproximativ aceleași, ceea ce înseamnă că amortizarea nu are efect din punct de vedere practic;

— pentru valori $0{,}5 < \frac{\omega}{p_z} \leqslant 1{,}5$ adică în regiunea rezonanței, amortizarea are un efect foarte important, dar se observă că, cu cît amortizarea este mai pronunțată, cu atît efectul rezonanței este mai redus. Se vede din figura 19.6 că, pentru amortizări puternice, de exemplu $\frac{2n}{p_z} = 0{,}5$, valoarea maximă a factorului de amplificare în regiunea rezonanței este de 2, iar în cazul lipsei complete a amortizării $n=0$, factorii de amplificare devin infinit de mari.

Din cele de mai sus rezultă că amortizarea este necesară în regiunea rezonanței și inutilă în afara acestei regiuni.

19.2.5. VIBRAȚII FORȚATE COMBINATE (TRANSLAȚIE ORIZONTALĂ ȘI ROTAȚIE ÎN JURUL UNEI AXE VERTICALE)

Mișcarea vibratorie poate fi întreținută fie de forțe orizontale de forma

$$P_x(t) = P_{x0} \sin \omega t, \qquad (19.57)$$

fie de momente perturbatoare de forma

$$M_y(t) = M_0 \sin \omega t, \qquad (19.58)$$

Momentul perturbator rezultat din poziția excentrică a forțelor verticale față de axa z (fig. 19.7) este

$$M_0 = P_{x0} l_1. \qquad (19.59)$$

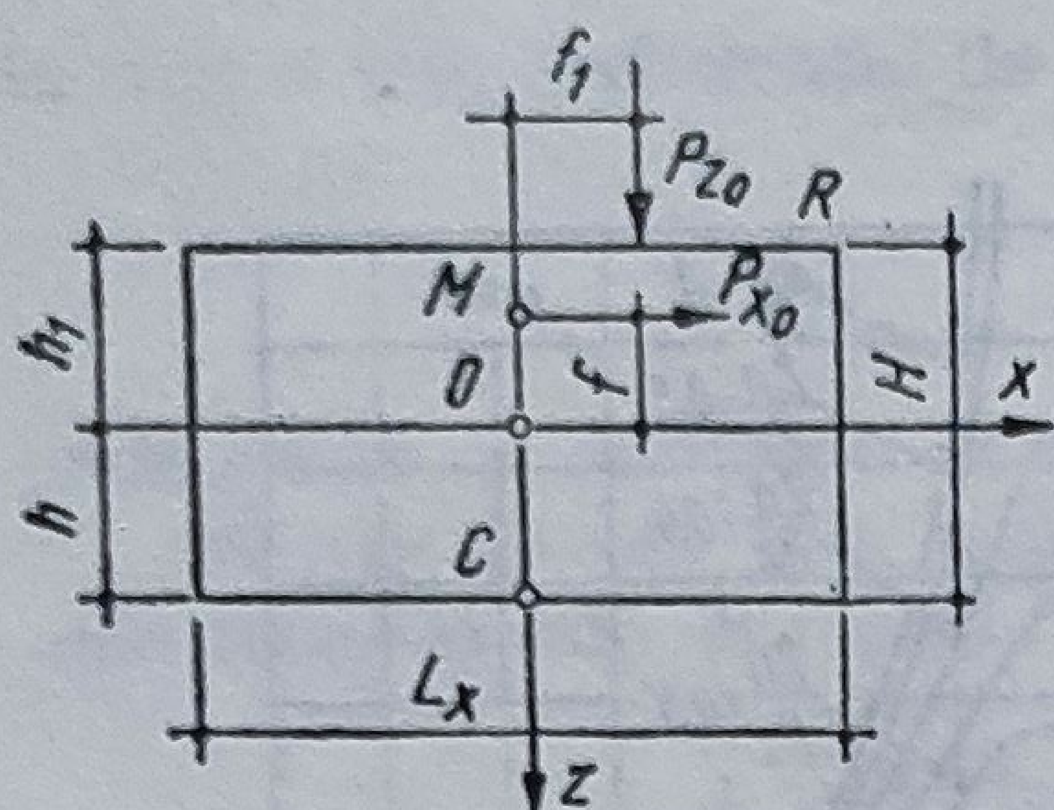


Fig. 19.7. Poziția excentrică a forțelor verticale față de axa z.

Sistemul de ecuații corespunzător este :

$$m \frac{d^2x}{dt^2} + k_x x - k_x h\, \varphi = p_{x0} \sin \omega t \; ; \quad (19.60)$$

$$J \frac{d^2 h}{dt^2} - k_x h + (k_\varphi - mgh + k_\varphi h^2)\, \varphi = M_0 \sin \omega t. \quad (19.61)$$

Luînd soluții particulare de forma

$$x = A_x \sin \omega t \; ; \quad \varphi = A_\varphi \sin \omega t, \quad (19.62)$$

derivînd și înlocuind aceste soluții în sistemul de ecuații, se obțin ecuațiile de condiție pentru determinarea lui A_x și A_φ :

$$(k_x - m\omega^2)\, A_x - k_x h A_\varphi = p_{x0} \; ; \quad (19.63)$$

$$-k_x h A_x + (k_\varphi - mgh + k_x h^2 - J\omega^2)\, A_\varphi = M_0 \; ;$$

din sistemul (19.63), știind că :

$$\frac{p_\varphi^2 + p_x^2}{\gamma} = p_1^2 + p_2^2 \; ; \; J_c = mh^2 + J, \quad (19.64)$$

iar

$$\nu = \frac{J}{J_c},$$

rezultă amplitudinile vibrației :

$$A_x = \frac{(k - mgh + k_x h^2 - J\omega^2)\, P_{x0} + k_x h M_0}{\Delta(\omega^2)}, \quad (19.65)$$

$$A_\varphi = \frac{k_x h P_x + (k_x - m\omega^2)\, M_0}{\Delta(\omega^2)}, \quad (19.66)$$

unde

$$\Delta(\omega^2) = mJ\, (p_1^2 - \omega^2)\, (p_2^2 - \omega^2), \quad (19.67)$$

Formulele acestea se simplifică în funcție de relația dintre înălțimea H și lungimea L_x a fundației. Cînd $L_x > 3H$ se determină numai

$$A_x = \frac{P_{x0}}{k_x - m\omega^2}. \quad (19.68)$$

Cînd $L_x < \frac{1}{2} H$ se calculează numai

$$A_\varphi = \frac{P_{x0}\, (f + h)}{k_\varphi - J\omega^2}. \quad (19.69)$$

Cunoscînd A_x și A_φ, amplitudinile centrului de greutate al ansamblului $f+m$, se poate determina amplitudinea maximă orizontală care apare de exemplu pentru un punct R la fața superioară a blocului (fig. 19.7) :

$$A = A_x = h_1 A_\varphi, \quad (19.70)$$

Mărimea amplitudinii A nu trebuie să depășească valorile amplitudinii admise.

19.3. PROPRIETĂȚILE ELASTICE ALE ELEMENTELOR DE AMORTIZARE

Sub efectul vibrațiilor caracteristicile fizico-mecanice ale pămîntului se schimbă, se reduc rezistențele mecanice. Acest fenomen se face simțit la nisipurile fine, îmbibate cu apă. Vibrînd acest nisip se transformă într-un fel de lichid cu viscozitate ridicată. Transformarea are loc prin reducerea frecării interioare (fig. 19.8).

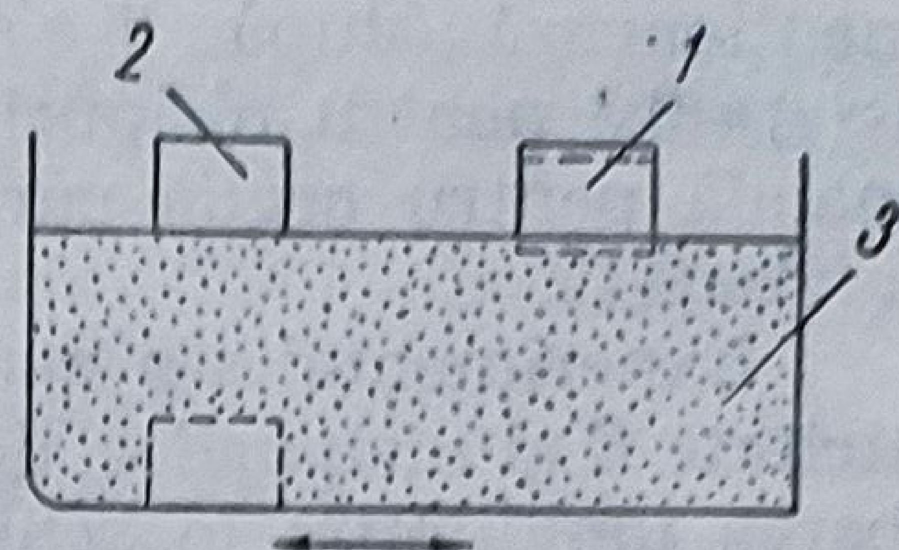


Fig. 19.8. Transformarea nisipului fin îmbibat cu apă, prin vibrare :
1 — lemn; *2* — metal; *3* — nisip fin.

Materiale cu densități diferite pătrund în mod diferențiat în nisip. Lemnul intră puțin în nisip, dar metalul ajunge pînă la bază. Acest lucru este valabil atît pentru nisipul saturat cît și pentru cel uscat. Între ele se pot stabili chiar relații de legătură. Cînd se fundează pe asemenea nisipuri trebuie luate măsuri suplimentare. Un fenomen similar apare la argilele îmbibate cu apă. În acest caz, fenomenul nu se produce datorită reducerii frecărilor interne, ci datorită tixotropiei. Deci o argilă îmbibată cu apă se transformă din sol în gel atunci cînd este supusă efectului vibrării.

Ca urmare a fenomenelor prezentate, presiunea admisă în condiții dinamice este mai mică decît cea în condiții statice și anume :

$$p_{od}^{d}=\alpha p_{od}^{s}. \tag{19.71}$$

Relația 19.71 se aplică curent în practica de proiectare. Valoarea coeficientului α variază între 0,4 și 0,6. Se poate lucra cu $\alpha=0{,}5$.

Coeficientul α depinde de natura terenului și de mașinile care lucrează. La ciocane de forjă $\alpha=0{,}5$ iar la turbogeneratoare $\alpha=0{,}8$.

Pentru a se reduce tasările, la aceste categorii de terenuri, există și unele măsuri constructive care duc la îmbunătățirea pămîntului prin introducerea unor substanțe chimice sau lianți, lapte de ciment (cimentare), sticlă solubilă (silicatizare), sticlă solubilă introdusă cu ajutorul curentului electric (electrosilicatizare).

În teren se transmit unde longitudinale și unde transversale. Ele se amortizează cu distanța în funcție de natura terenului. Undele se transmit la distanțe mai mari în argile față de pămînturile nisipoase.

Frecvențele proprii ale pămînturilor se determină prin excitarea zonei de pămînt la rezonanță. Ele se determină experimental.

19.3.1. CONSTANTELE ELASTICE ALE TERENULUI DE FUNDARE

Este cunoscut faptul că între eforturile unitare, deformațiile specifice, deplasări și constantele elastice (E, G, μ) sînt stabilite o serie de relații.

Astfel cele trei constante elastice satisfac relația

$$G=\frac{E}{2\,(1+\mu)}. \tag{19.72}$$

Pentru a vedea în ce măsură aceste relații corespund și în cazul terenului de fundare, s-au făcut o serie de încercări experimentale, determinîndu-se E, G, μ (ν). Astfel s-au ajuns la unele valori dintre care se

menţionează : după Terzaghi coeficientul de contracţie transversală $\mu\ (\nu)=0,3$ pentru nisipuri şi 0,41 . . . 0,43 pentru argilă ; Barkan recomandă pentru argilă curată valoarea de 0,5, iar pentru argila nisipoasă $\mu\ (\nu)=0,42$.

Experimental s-a mai pus în evidenţă dependenţa modulului de elasticitate E al nisipurilor, de granulometrie, rămînînd însă constant la schimbarea umidităţii ; în schimb, în cazul argilelor modulul de elasticitate scade cu creşterea umidităţii.

Experimental s-a mai pus în evidenţă faptul că modulul de elasticitate dinamică E_d este diferit ca valoare faţă de cel de elasticitate statică E_s, şi anume E_d este mai mare decît E_s de 2—3 ori.

Coeficienţii de deformaţie utilizaţi în studiul vibraţiilor exprimă legătura dintre presiune şi tasare. Aceşti coeficienţi însă nu depind numai de caracteristicile elastice ale terenului ci şi de dimensiunile şi forma fundaţiei.

Coeficienţii de deformaţie ai terenului admit o relaţie liniară între tensiune şi deformaţie.

Ţinînd seama de mişcările de vibraţie posibile, apar următorii coeficienţi de deformaţie :

C_z — coeficient de deformaţie uniformă pentru mişcarea de translaţie verticală, în daN/cm³ ;

C_x — coeficient de deformaţie uniformă pentru mişcarea de lunecare orizontală, în daN/cm³ ;

C_φ — coeficient de deformaţie neuniformă pentru mişcarea de rotaţie în jurul axei orizontale, în daN/cm³ ;

C_ψ — coeficient de deformaţie neuniformă prin mişcare de rotaţie în jurul axei verticale, în daN/cm².

Majoritatea studiilor teoretice şi experimentale s-au făcut asupra coeficientului C_z. Astfel, pentru plăci rigide care se tasează uniform, plăcile avînd o formă circulară, expresia coeficientului C_z este :

$$C_z=1,13\frac{E}{1-\nu^2}\frac{1}{\sqrt{S}}, \tag{19.73}$$

unde S este aria suprafeţei tălpii fundaţiei.

Rezultă din relaţia (14.73) reducerea lui C_z cu creşterea suprafeţei fundaţiei.

În cazul plăcii rigide de formă dreptunghiulară, Schleicher a determinat expresia coeficientului C_z :

$$C_z=X_z\frac{E}{1-\nu^2}\frac{1}{\sqrt{S}}, \tag{19.73 a}$$

Valoarea coeficientului X_z fiind în funcţie de raportul laturilor fundaţiei, şi anume $X_z=1,07\ldots1,22$.

Numeroşi cercetători au stabilit relaţii de legătură între coeficienţii de deformaţie, ajungîndu-se în general la următoarele :

$$C_x=0,5C_z,$$
$$C_\varphi=2C_z, \tag{19.74}$$
$$C_\psi=1,5C_x=0,75C_z.$$

Literatura de specialitate recomandă pentru calculul coeficienţilor de deformaţie valorile C_z prezentate în tabelul 19.2.

TABELUL 19.2

Valorile coeficientului C_z pentru S 10 m²

Natura terenului	Presiunea admisă în daN/cm²	C_z, în daN/cm²
Argilă plastică şi nisipuri cu rezistenţe mici	≤1,5	≤3
Terenuri cu rezistenţă medie (argile, nisipuri)	≤3,5	≤6
Terenuri marnoase, pietrişuri etc. cu rezistenţe ridicate	≤6	≤6
Terenuri stîncoase	>6	>10

Datorită nepotrivirilor ce-au apărut între valorile experimentale şi cele calculate, s-au realizat noi cercetări în acest domeniu.

Astfel O. A. Savinov consideră fundaţia ca un bloc rigid de dimensiuni a şi b, înlocuind pămîntul (pe baza modelului conceput de Filonenko-Borodici) prin două membrane elastice de lungime infinită de lăţime a, respectiv b, aşezate în cruce (fig. 19.9).

Notînd cu C (daN/cm³) coeficientul de deformaţie a terenului de fundare şi cu q tensiunea membranei, ecuaţia de echilibru este :

$$q\left(\frac{\delta^2 z}{\delta x^2}+\frac{\delta^2 z}{\delta y^2}\right)-Cz=-p_z. \tag{19.75}$$

Împărţind cu q, notînd $\Delta^2=\frac{C}{q}$ şi introducînd condiţiile pe conturul blocului de fundaţie, se ajunge la expresiile aproximative ale coeficienţilor elastici de deformaţie :

$$C_z=C_0\left[1+\frac{2(a+b)}{S\Delta}\right]\sqrt{\frac{p}{p_0}};$$

$$C_\varphi=C_0\left[1+\frac{2(a+3b)}{S\Delta}\right]\sqrt{\frac{p}{p_0}}; \tag{19.76}$$

$$C_x=D_0\left[1+\frac{2(a+b)}{S\Delta}\right]\sqrt{\frac{p}{p_0}};$$

unde :

- p este presiunea statică transmisă terenului de greutatea fundaţiei ;
- p_0 — presiunea de referinţă (0,1 . . . 0,2 daN/cm²) la care se determină E în laborator ;
- S — suprafaţa tălpii fundaţiei ($S=ab$) ;
- Δ — un coeficient avînd aceleaşi valori pentru toate terenurile, şi anume $\Delta=1\ \text{m}^{-1}$.

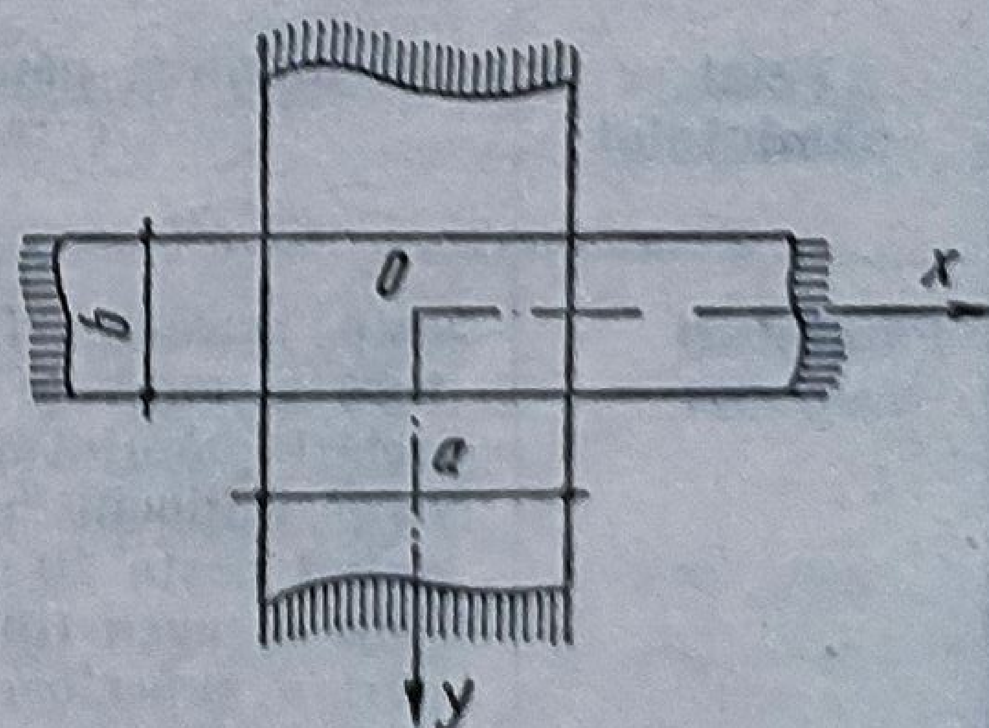


Fig. 19.9. Modelul lui Savinov pentru fundaţia bloc.

C_0 şi D_0 — se calculează cu expresiile :

$$C_0 = 1{,}7 \frac{E}{(1-\nu^2)^2} 10^{-3} \quad [\text{daN/cm}^2]\,; \tag{19.77}$$

$$D_0 = \frac{E}{(1-\nu)(1-0{,}5\,\nu)} 10^{-3} \quad [\text{daN/cm}^2],$$

unde E este modulul de elasticitate al terenului determinat în laborator, la presiuni ce nu depăşesc $p_0 = 0{,}1 \ldots 0{,}2$ daN/cm².

În tabelele 19.3 şi 19.4 se dau valori orientative pentru E şi ν stabilite pentru diferite pămînturi.

TABELUL 19.3

Valori informative pentru modulul de elasticitate al diferitelor pămînturi

Natura pămîntului	E [daN/cm²]
Argilă în stare plastică	300...400
Argilă tare, compactă	1 200
Nisip mijlociu, amestecat cu pietriş saturat	540
Nisip mic saturat	800

TABELUL 19.4

Valori orientative ale coeficientului lui Poisson pentru diferite pămînturi (după încercări mecanice)

Argilă	$\nu = 0{,}45 \ldots 0{,}5$
Praf argilos	$\nu = 0{,}4 \ldots 0{,}45$
Nisip argilos sau prăfos	$\nu = 0{,}35 \ldots 0{,}40$

În relaţiile (19.77), dacă se înlocuieşte $\nu = 0{,}4$ (valoarea medie din tabelul 19.4), rezultă $D_0 = 0{,}75\, C_0$.

Pentru C_z, C_φ, C_x se calculează valorile lui C_0 şi D_0 şi se înlocuiesc în relaţiile (19.76).

În tabelul 19.5 se dau valorile coeficienţilor C_0 determinaţi de diferiţi cercetători prin încercări la vibraţii ale fundaţiilor.

TABELUL 19.5

Valorile coeficienţilor C_0 (după datele măsurătorilor efectuate asupra fundaţiilor experimentale)

Felul pămîntului	Denumirea pămîntului şi scurtă caracterizare	Suprafaţa fundaţiilor exp. în m²	C_0, în daN/cm³ (la $p_0 = 0{,}2$, în daN/cm²)
Pămînturi nisipoase	Nisip grosier, afînat uscat (umplutură recentă de 2 m)	0,5	1,6
	Acelaşi pămînt îndesat prin vibrare	0,5	1,6
	Nisip mijlociu puţin umed, stratul avînd peste 10 m	1,5...3,0	2,0
	Nisip omogen fin, îndesare medie, în partea superioară a stratului umed, de la 1,5 m saturat cu apă	0,5...4,0	1,9
	Nisip prăfos îndesat, saturat	4,0...5,0	1,6

TABELUL 19.5 (continuare)

Felul pămîntului	Denumirea pămîntului și scurtă caracterizare	Suprafața fundațiilor exp. în m²	C_0, în daN/cm³ (la p_0=0,2, în daN/cm²)
Pămînturi argiloase	Praf nisipos mîlos, îndesat saturat (în straturi de peste 3,3 m)	1,0...6,7	2,5
	Praf nisipos, îndesare medie	0,5	1,7
	Praf argilos, saturat, grosimea stratului peste 12 m	2,0...8,0	0,8
	Prafuri argiloase saturate, grosimea stratului peste 10 m	0,5...1,5	0,4
	Argile lenticulare : a) îndesate, plastic vîrtoase, umiditate 20%	1,0...2,0	3,1
	b) îndesare medie, saturate, umiditate 35%	0,65...1,3	0,5
	Loess cu umiditate naturală (grosime mare)	0,81...4,0	1,8...2,0
	Praf argilos loessoid cu umiditate naturală	2,5	1,5

Examinarea tabelului 19.5 duce la concluzia că la terenurile nisipoase coeficientul C_0 variază între limite strînse (1,6 . . . 2,0 daN/cm³) în timp ce la pămînturile argiloase se constată o diferență mai mare în funcție de porozitate și umiditate.

Pe baza cercetărilor de teren și laborator, O. A. Savinov a întocmit o clasificare a pămînturilor de fundare a mașinilor care se dă în tabela 19.6.

TABELUL 19.6

Clasificarea pămînturilor de fundare pentru mașini

Categoria	Caracteristica pămînturilor	Denumirea pămînturilor	C_0, în daN/cm³ (la p_0=0,2, în daN/cm²)
I	Nerigide	Prafuri nisipoase, argiloase, argile în stare plastică, aproape de curgere (I_c=0,2) ; pămînturi prăfoase și mîloase, saturate afînate	0,5...0,8
II	Rigiditate redusă	Prafuri nisipoase, argiloase, și argile plastice (I_c=0,2...0,5) ; pămînturi prăfoase de îndesare medie, saturate	0,8...1,5
III	Rigiditate medie	Prafuri nisipoase, argiloase și argile plastice (I_c=0,5...0,8) ; nisipuri prăfoase îndesate ; nisipuri fine, medii și grosiere, independent de îndesare și umiditate ; pietriș și bolovăniș ; pămînturi loessoide în stare naturală de umiditate	1,5...2,0
IV	Rigide	Prafuri argiloase și argile plastic vîrtoase și tari (I_c>0,8)	2,0...3,0

Folosind valorile stabilite experimental pentru C_0 determinat la o anumită presiune p_0, se pot determina ușor valorile coeficienților C_z; C_φ; C_x, de care este nevoie în proiectarea fundațiilor de mașini.

Pentru a se găsi constantele elastice se înmulțesc coeficienții de deformație cu suprafața tălpii fundației ($K_z = C_z S$).

Experiența arată că pămînturile își modifică proprietățile sub influența vibrațiilor (nisipul se îndeasă, scade coeficientul de frecare între particule, scad rezistențele de tăiere precum și presiunea admisă).

În acest sens se recomandă a se lucra cu o valoare redusă a presiunii admise pe teren, și anume

$$p_{ad} = \alpha P_{ad\ static} \qquad (19.78)$$

unde : $\alpha = 0{,}4—0{,}5$ pentru ciocane de foraj ;
$\alpha = 0{,}8$ pentru turboagregate.

Undele transmise în teren se amortizează cu distanța de la sursa de vibrații, ajungînd la distanțe mari cînd nivelul apelor subterane este ridicat.

Pentru determinarea frecvențelor proprii ale pămînturilor se folosesc surse de vibrații punctiforme precum și aparate de măsură a frecvențelor și amplitudinii de oscilație a acestora.

19.3.2. CONSTANTELE ELASTICE ALE PILOȚILOR

În cazul unor terenuri slabe de fundare sau cînd nivelul apelor subterane este ridicat, se recomandă așezarea fundațiilor de mașini pe piloți. În general folosirea piloților este indicată atunci cînd :

— presiunea totală asupra terenului de fundare este mai mare decît presiunea admisă ;

— dacă se urmărește să se reducă tasările precum și amplitudinile vibrațiilor ;

— dacă se caută să se mărească pulsația proprie a vibrației ansamblului fundație-mașină.

Valorile constantelor elastice ale piloților depind de următorii factori :

— dimensiunile pilotului (diametru și lungime), precum și de adîncimea sa de pătrundere în teren ;

— modulul de elasticitate E al materialului din care este executat pilotul ;

— distanța dintre piloți și înclinarea acestora.

Pentru determinarea constantelor elastice în condiții cît mai bune se recomandă încercările experimentale.

Astfel, pentru vibrații verticale constanta elastică a unui pilot (K_z^1) va fi

$$K_z^1 = \frac{P}{z}, \qquad (19.79)$$

unde :

P este forța (încărcarea) pe pilot ;
z — tasarea elastică corespunzătoare, care se măsoară sub forța P.

Pentru determinarea lui K_z^1 se pot aplica două procedee :

— prin încărcări și descărcări ale pilotului măsurînd sub fiecare forță P tasarea corespunzătoare ;

— prin aplicarea unei surse de vibrații pe piloți și măsurarea pulsației proprii (p_z), iar apoi aplicîndu-se relația cunoscută (19.17 a) rezultă :

$$p_z=\sqrt{\frac{K_z^1}{m}}. \tag{19.80}$$

Tasarea z este formată din doi termeni (z_1 și z_2) avînd expresia

$$z=z_1+z_2 \tag{19.81}$$

unde :

z_1 este deformația elastică a pilotului ;
z_2 — pătrunderea pilotului în teren ;

cum $z_1 \ll z_2$, rezultă că practic $z=z_2$.

Constanta elastică a unui pilot K_z^1 se mai poate exprima și astfel :

$$K_z^1=CUl, \tag{19.82}$$

unde :

C este constanta elastică redusă pentru unitatea de suprafață laterală a pilotului, fiind determinată experimental ;
U — perimetrul pilotului ;
l — lungimea (fișa) pilotului.

La un grup de piloți K_z^1 se reduce cu valoarea m astfel :

$$K_z^1=m\,CUl. \tag{19.83}$$

unde coeficientul de reducere m este în funcție de raportul t/d (t fiind distanța dintre piloți, iar d diametrul pilotului). Pentru raportul $t/d=\infty$ rezultă $m=1$; pentru $t/d=6$, $m=0{,}63$; pentru $t/d=4{,}5$, $m=0{,}58$, iar pentru $t/d=3$, $m=0{,}35$.

La distanțe curente $m=0{,}6$. În practică, pentru distanța curentă de $6d$, se lucrează cu produsul mC :

— pentru argile slabe $mC=0{,}5$ daN/cm^3 ;
— pentru nisipuri $mC=2{,}5$ daN/cm^3 ;
— pentru argile grase $mC=3{,}0$ daN/cm^3.

Constantele elastice ale piloților la vibrații orizontale se determină tot experimental, măsurîndu-se deplasarea (săgeata) orizontală la partea superioară a pilotului sub forța aplicată. Inversul acesteia va fi constanta elastică, adică

$$K_x^1=\frac{1}{\delta_h}; \tag{19.84}$$

pentru n piloți $K_x=nK_x^1$.

19.3.3. CARACTERISTICILE ELASTICE ȘI AMORTIZOARE ALE MATERIALELOR FOLOSITE ÎN CONSTRUCȚIA FUNDAȚIILOR DE MAȘINI

Fundațiile de mașini au rolul de a prelua încărcările statice și dinamice ce apar în timpul funcționării mașinii și a le preda terenului de fundare astfel ca să asigure o bună funcționare a mașinii.

S-a constatat că mașina și fundația lucrează ca un bloc, ca un tot rigid, fiind rezemat pe un pat elastic (teren sau alte elemente).

Pentru evitarea fenomenului de rezonanță, dăunător în procesul de funcționare, trebuie ca pulsația proprie a ansamblului fundație-mașină p să fie diferită de pulsația proprie a mașinii ω.

Pentru îndeplinirea acestei condiții se acționează asupra valorii p care are expresia

$$p=\sqrt{\frac{K}{m}}. \tag{19.85}$$

Întrucît variația în limite mai largi a masei este costisitoare rezultă că elementul asupra căruia se va acționa pentru schimbarea frecvenței proprii este pătura elastică.

Pătura elastică este formată din plăci de plută, pîslă, pînză presată, lemn, cauciuc, arcuri de oțel etc.

În calculul constantelor elastice se ține seama numai de proprietățile elastice ale materialului folosit ca amortizor, deși există și proprietăți de amortizare vîscoasă.

19.3.3.1. **Plăci elastice.** Pentru plăci, calculul se face pornind de la expresia de comprimare sau alungire a unui element sub o forță N:

$$\Delta h=\frac{Nh}{ES}, \tag{19.86}$$

unde prin constanta elastică se înțelege forța ce produce o deplasare unitară, adică

$$K=\frac{ES}{h}\ \text{[daN/cm]}, \tag{19.87}$$

unde :

h este grosimea plăcii, în cm ;
E — modulul de elasticitate, în daN/cm^2 ;
S — suprafața plăcii, în cm^2.

Pentru $S=1$ rezultă coeficientul de deformație, adică

$$C=\frac{E}{h}\ \text{[daN/cm}^3\text{]}. \tag{19.88}$$

Pentru constanta elastică pe verticală :

$$K_z=C_zS.$$

În cazul solicitării la lunecări orizontale, prin analogie cu cele de mai sus se stabilesc relațiile :

$$C_x=\frac{G}{h}, \tag{19.89}$$

$$K_x=C_xS, \tag{19.90}$$

unde G este modulul de elasticitate transversal.

Referitor la plăcile elastice, în cele ce urmează se prezintă unele proprietăți ale acestora.

Plăcile din plută au grosimi pînă la 60 mm, folosindu-se ca plută naturală sau măcinată și presată într-un liant. După datele prezentate de Rausch, la o presiune statică de 0,5 daN/cm^2 pluta are $E_d = 150$ daN/cm^2, iar la 1,0 daN/cm^2, $E_d = 200$ daN/cm^2.

Pluta amortizează bine atît oscilațiile cît și zgomotele, aplicîndu-se îndeosebi la mașini cu turația ridicată, fără însă a se depăși 2 daN/cm^2 deoarece se sfărîmă.

Plăcile din pîslă rezistă mai bine la agenți chimici și la acțiunile mecanice, fiind în același timp și amortizor de zgomote. Caracteristicile sale cu valori orientative $E_d = 500 \ldots 1\,500$ daN/cm^2 și rezistă la presiuni mari (60 . . . 80 daN/cm^2) care sînt de regulă precizate de către furnizor.

Țesăturile presate sînt formate din straturi suprapuse de țesătură de iută impregnată împotriva umezelii și presate ca să formeze plăci rezistente. Ele își păstrează elasticitatea timp mai lung și rezistă mai bine la agenți corosivi.

Lemnul se folosește mai rar, așezîndu-se sub forma unor grătare, fiind impregnat cu substanțe care să-l ferească de insectele xilofage.

Cauciucul este foarte frecvent folosit ca plăci sau tampoane. El are proprietăți elastice foarte bune. În general, se folosește în cazul unor mașini ușoare. Comportarea sa este mai complexă, impunînd cercetări speciale.

Cauciucul are $E_d = 10 \ldots 100$ daN/cm^2, deci foarte mic, ceea ce permite să se deformeze mult, fiind capabil să preia șocuri puternice. Astfel poate prelua un lucru mecanic de 53 daN·m, în timp ce oțelul de arcuri preia numai 14 daN·m. În felul acesta cu ajutorul său se pot realiza pulsații proprii joase (constante elastice mici).

Cauciucul, deși în limitele obișnuite de deformație este perfect elastic, are proprietăți de amortizare pronunțate, ducînd la disipări de energie pînă la 30 . . . 35% din energia totală a vibrației. Cauciucul amortizează foarte bine și zgomotul.

Ca dezavantaje se poate menționa că după 5—20 ani el îmbătrînește, devenind rigid, pierzîndu-și proprietățile elastice, fiind necesară înlocuirea sa, precum și faptul că este atacat de agenți chimici, uleiuri etc.

Pentru calculul constantei elastice se aplică metodologia arătată mai înainte, deși de la un anumit grad de încărcare nu mai respectă legea lui Hooke.

19.3.3.2. **Arcuri din oțel.** Arcurile din oțel sînt foarte bune ca elemente elastice de amortizare, însă nu numai că reduc zgomotele, dar le și întrețin. Ele sînt realizate din spire de oțel și se introduc în cutii speciale umplute cu ulei, fiind folosite mai ales în cazul fundațiilor masive, pentru ciocane de forjă.

Constanta elastică se calculează pornindu-se de la expresia săgeții :

$$f = \frac{8pD^3n}{Gd^4} \quad [\text{cm}], \tag{19.91}$$

unde :

p este forța, în daN ;
d — diametrul sîrmei ;
D — diametrul spirei ;
n — numărul de spire ;
G — modulul de elasticitate transversal putîndu-se lua

$$G=8—8,3\cdot 10^{-5}\ daN/cm^2.$$

Plecînd de la relația dată se determină forța p și apoi constanta elastică K_z care corespunde lui $f=1$

$$K_z=\frac{Gd^4}{8D^3n}. \qquad (19.92)$$

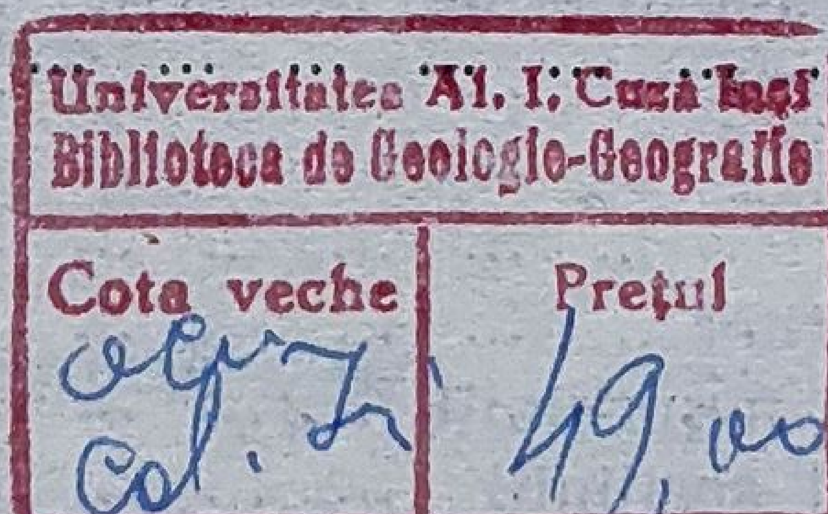
Pentru ca arcurile să funcționeze la parametrii normali trebuie ca toate să fie identice, lucru care nu este posibil a se realiza totdeauna, deoarece arcurile însăși nu sînt identice ca material și nu se poate realiza o distribuție omogenă pe toată suprafața.

BIBLIOGRAFIE

1. Abelev, M. I. *Slabie vodonasişcenie glinistie grunti kak osnovanie sooruјenii*. Stroiizdat, Moskva, 1973.
2. Andrei, S. *Apa în pămînturile nesaturate*. Editura tehnică, Bucureşti, 1967.
3. Andrei, S., Antonescu, I. *Geotehnică şi fundaţii*. Lito I.C.B., Bucureşti, 1980.
4. Bally, R., Antonescu, I. *Loessurile în construcţii*. Editura tehnică, Bucureşti, 1971.
5. Botea, E. *Geotehnică şi fundaţii, vol. I*. Litografia Institutului de căi ferate, Bucureşti, 1959.
6. Bally, R. J., Stănescu, P. *Alunecările şi stabilitatea versanţilor agricoli*. Editura Ceres, Bucureşti, 1977.
7. Bowles, J. E. *Foundation Analysis and Design*. International student edition, New York, 1968.
8. Buzdugan, Gh. *Izolarea antivibratorie a maşinilor*. Editura Academiei Republicii Socialiste România, Bucureşti, 1980.
9. Caquot, A., Kerisel, J. *Tratat de mecanica pămînturilor*. Editura tehnică, Bucureşti, 1968.
10. Coteţ, P. *Geomorfologie cu elemente de geologie*. Editura didactică şi pedagogică, Bucureşti, 1971.
11. Cernătescu, A., Silion, T. *Curs de geotehnică*. Editura didactică şi pedagogică, Bucureşti, 1963.
12. Dalmatov, B. I. *Proektirovanie fundamentov zdanii i promîşlenîh sooruјenii*. Stroiizdat, Leningrad, Moskova, 1969.
13. Kézdi, A. *Talajmechanika*. Tankönyvkiadó, Budapest, 1960.
14. Lehr, H. *Fundaţii, vol. I şi II*. Editura de stat pentru arhitectură şi construcţii, Bucureşti, 1954, 1957.
15. Maior, N., Păunescu, M. *Geotehnică şi fundaţii*. Editura didactică şi pedagogică, Ediţia a II-a, Bucureşti, 1973.
16. Manoliu, I. *Fundaţii şi procedee de fundare*. Editura didactică şi pedagogică, Bucureşti, 1977.
17. Nichita, O. *Curs de geologie tehnică*. Editura didactică şi pedagogică, Bucureşti, 1962.
18. Nicoară, L. *Construcţia drumurilor, vol. I*. Executarea terasamentelor. Institutul politehnic „Traian Vuia", Timişoara, 1973.
19. Păunescu, M. *Tehnica vibrării în realizarea fundaţiilor*. Editura Facla, Timişoara, 1979.
20. Păunescu, M. *Îmbunătăţirea terenurilor slabe în vederea fundării directe*. Editura tehnică, Bucureşti, 1980.
21. Păunescu, M. ş.a. *Îndreptar de lucrări de geotehnică*. Institutul Politehnic „Traian Vuia" Timişoara, 1979.
22. Peck, B. R. *Engineering Practice*. John Wiley & Sons, New York, 1948.

23. Plagemann, W., Langner, W. *Die Gründung von Bauwerken*, Teil 1, B.G. Teubner Verlagsgesellschaft, Leipzig, 1970.
24. Pop, V. *Curs de geotehnică*, Institutul politehnic Cluj, 1965.
25. Pop, V. şi col. *Îndrumător pentru lucrări de laborator la geotehnică*. Institutul politehnic Cluj-Napoca, 1981.
26. Preda, I., Marosi, P. *Hidrogeologie*. Editura didactică şi pedagogică, Bucureşti, 1971.
27. Savinov, O. A. *Fundamentî pod maşinî*. Gosstroiizdat, Leningrad, 1962.
28. Silion, T. *Geologie, geotehnică şi fundaţii*, vol. I, II, III, Institutul politehnic Iaşi, 1971—1973.
29. Silion, T. şi col. *Îndrumător pentru lucrări de laborator la geotehnică*. Institutul politehnic Iaşi, 1979.
30. Stănculescu, I. *Curs de geotehnică şi fundaţii*. Editura de stat didactică şi pedagogică, Bucureşti, 1960.
31. Tomlinson, M. J. *Proiectarea şi executarea fundaţiilor*. Traducere din lb. engleză, Editura tehnică, Bucureşti, 1971.
32. Terzaghi, K., Peck, R. B. *Soil Mechanics Engineering Practice*. New York, John Wiley & Sons, Inc. New York, London, Sydney, 1967.
33. Titovici, A. N. *Mecanika gruntov*. Gosstroiizdat, Moskva, 1963.
34. * * * *Normative şi prescripţii STAS în vigoare.*

CUPRINS



Coli de tipar: 34,50. Bun de tipar: 13.07.1982
Nr. plan: 9079. Ediţia: 1982

Întreprinderea Poligrafică „Banat"
Timişoara, Calea Aradului nr. 1
Republica Socialistă România

Comanda nr. 31



